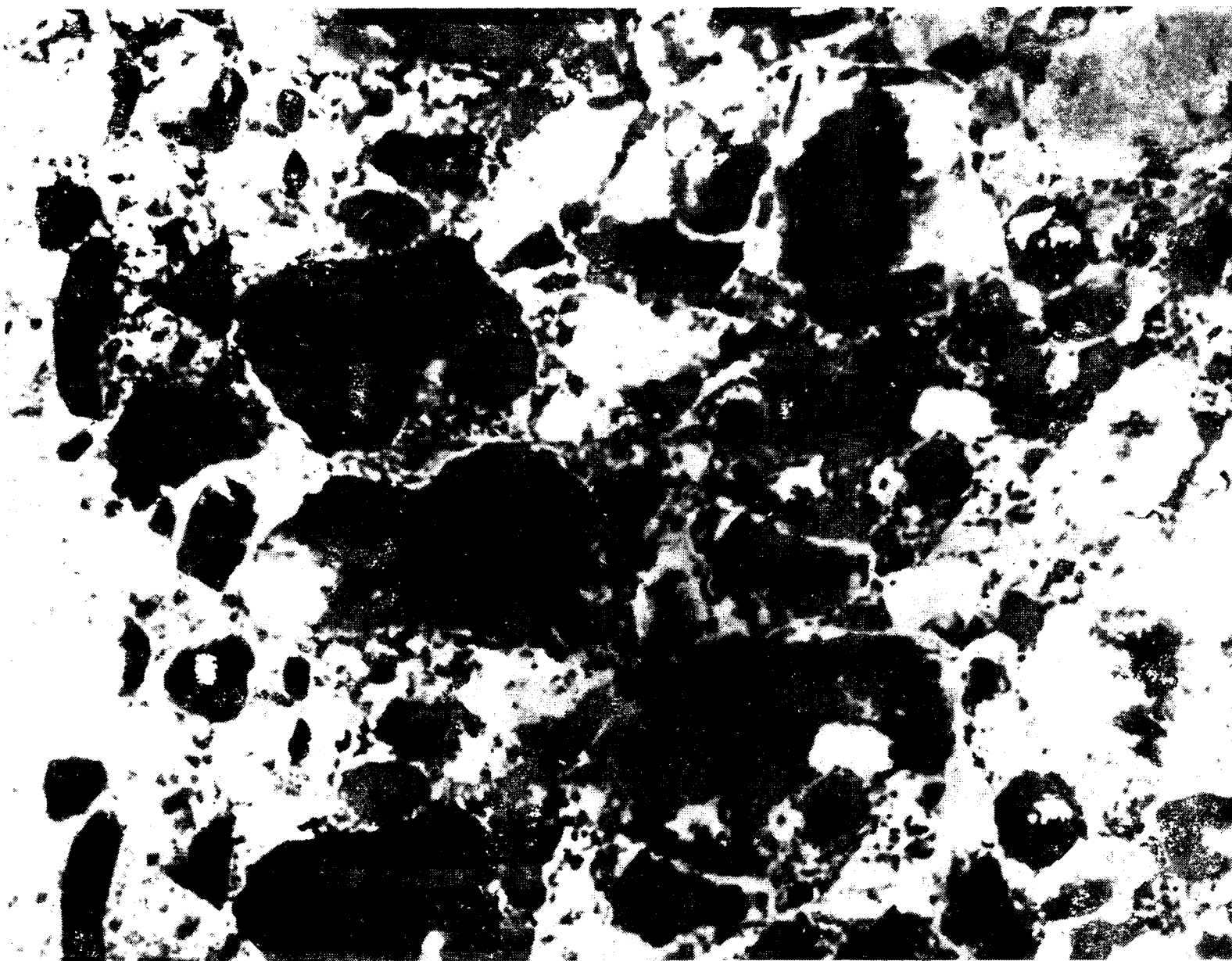


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН 3

1988



Передовой опыт строительства в Литовской ССР

Под таким названием на ВДНХ СССР в объединенных павильонах «Строительство» проходила тематическая выставка. На ней были представлены последние достижения различных предприятий стройиндустрии республики.

Трест Оргтехстрой Минстроя ЛитССР на протяжении многих лет разрабатывает технологическую и конструкторскую документацию для освоения производства и монтажа беспетлевых сборных бетонных и железобетонных конструкций. Освоены беспетлевые изделия для строительства зданий (панели перекрытий, лестничные марши, блоки стен подвалов) и инженерных сооружений (кольца колодцев, коллекторы, лотки тепловых трасс и магистральных коммуникаций). Беспетлевая строповка экономит сталь, снижает трудоемкость производства, а также повышает качество промышленной продукции и строительного производства. Установлено, что максимальный эффект достигается при использовании комплектов грузозахватного оборудования, включающих захваты для распалубочных, погрузочно-разгрузочных и монтажных работ. Стрповка беспетлевых конструкций осуществляется в полостях, отверстиях и выемках бетона. Для распалубочных и складских работ эффективны шарнирно-рычажные захваты с автоматическим механизмом управления, рассчитанные на одно или группу изделий. Погрузочно-разгрузочные работы ведутся захватами, обеспечивающими высокий темп работ и рациональное использование габаритов транспортных средств. Для монтажных работ наиболее удобны легкие универсальные захваты небольшой массы с несложным обслуживанием и высокой эксплуатационной надежностью. В монтажный комплект могут входить приспособления для переворачивания конструкций в проектное положение. При значительных объемах монтажных работ предусмотрены легкие полуавтоматические захваты, обеспечивающие повышенный темп работ.

Грузозахватные устройства предназначены для распалубки, погрузки-разгрузки и монтажа беспетлевых строительных конструкций. Комплект грузозахватных устройств для беспетлевых блоков стен подвалов включает автоматический захват для распалубки и погрузки группы изделий, инвентарные захваты для стрповки блоков в полости, полуавтоматический захват для стрповки блоков в торцевых выемках. Для беспетлевых лотков тепловых трасс в такой комплект входят автоматические захваты для распалубки изделий, вилочные захваты для погрузочно-разгрузочных работ, крюкообразные захваты для монтажных работ, устройства для переворачивания конструкций в проектное положение. Комплект для беспетлевых колец смотровых колодцев включает автоматические захваты для распалубки изделий, устройство для выпрессовки колец, формируемых с днищами, крюкообразные захваты для монтажа конструкций.

Комплекты грузозахватных устройств для беспетлевых лотков и колец впервые освоены на Клайпедском заводе ЖБК-2 (235799, Клайпеда, ул. Горького, 85), а комплект для беспетлевых блоков — на Вильнюсском заводе ЖБК-2 (232600, Вильнюс, ул. Паплауёс, 7).

Центр технологических изысканий по строительству Республиканского кооперативно-государственного строительного объединения «Литагропромстрой» совместно с Вильнюсским инженерно-строительным институтом предлагает горизонтальное бетонирование крупногабаритных трехслойных стеновых панелей жилых домов в сельской местности на объекте с последующим подъемом в вертикальное положение. Панели изготавливают непосредственно на стадии пола первого этажа в деревянной бортовой оснастке. Наружная отделка панелей производится терразитовой штукатуркой в горизонтальном положении. Готовую панель устанавливают в проектное вертикальное положение с помощью автокрана. Стеновые панели имеют следующие слои: внутренний из тяжелого бетона класса В 12,5 толщиной 120 мм, наружный из того же бетона толщиной 60 мм, утепляющий слой из отходов пенополистирола 100 мм, наружный отделочный слой из терразитовой штукатурки 20 мм. Наибольшая ширина изготовленной панели 8320 мм, высота — 2650 мм.

Экономический эффект строительства жилого одноквартирного дома методом возведения стен из горизонтальных на месте бетонированных крупногабаритных панелей состав-

ляет 10,6 р. на 1 м² по сравнению с аналогичным жилым домом из сборных панелей заводского изготовления по типовому проекту.

Литагропромстрой демонстрирует на выставке деревометаллическую опалубку для возведения однослойных монолитных стен из легкого бетона. Она состоит из щитов шириной 1,2 м, высотой 2,57...1,8 м, а также угловых и доборных щитов. При сборке щитов к металлическому каркасу винтами крепится водостойкая фанера. Отдельные щиты в горизонтальном положении на балках жесткости собирают крупногабаритными на длину стены с помощью клиньев и болтов, а затем автокраном монтируют в проектное положение. Вертикальная часть щитов крепится и регулируется металлическими оттяжками. Годовой экономический эффект от применения одного комплекта деревометаллической опалубки по сравнению с металлической составляет 25,6 тыс. р.

Наиболее прогрессивным видом опалубки на стройках Минстроя ЛитССР является инвентарная мелкощитовая опалубка на металлическом каркасе с палубой из водостойкой фанеры, разработанная трестом Оргтехстрой. Она применяется при возведении монолитных конструкций (фундаментов, колонн, стен, прямоугольных резервуаров и др.). Отличительной чертой данной опалубки является то, что с помощью пластинчатых тяг и клиньев щиты соединяются между собой и образуют пространственную систему. Унифицированная мелкощитовая опалубка имеет следующие технико-экономические показатели: допускаемая нагрузка 40 кН/м², расход стали 40,5 кг/м², затраты на монтаж 1 м² опалубки 0,27 чел.-ч, на демонтаж — 0,2 чел.-ч. Оборачиваемость опалубки 200 раз, стоимость 1 м² 63,94 р. Экономический эффект на 1 тыс. м³ бетонных и железобетонных конструкций при оборачиваемости 40 раз в год — 4,9 тыс. р. Изготовителем опалубки является Шяуляйский экспериментальный завод «Механика».

Институт проектирования городского строительства Госстроя ЛитССР представляет здесь железобетонные секции проходных тоннелей одного типоразмера, а также секции с отверстиями для устройства люка и вентиляции. Использование проходных тоннелей для прокладки инженерных сетей позволяет значительно облегчить их эксплуатацию. Их применяют для прокладки внутриквартальных водопровода, теплотрасс, кабелей. Секции проходных тоннелей рассчитаны на нагрузку от автотранспорта в 10 т и заглубление верха секции на 0,7...1,5 м от поверхности земли. Изготавливают секции из бетона класса В22,5 в стационарных металлических формах с извлекаемыми пуансонами на Вильнюсском ДСК.

Трест Оргтехстрой проводит опытные работы по применению суперпластификаторов С-3, МЛ-1 и комплексных химических добавок. Использование суперпластификатора С-3 для приготовления высокопрочных технологических бетонов и суперпластификатора МЛ-1 для товарных бетонов позволяет увеличить подвижность бетонной смеси с 6...9 до 15...18 см стандартного конуса, снизить расход цемента на 50...70 кг на 1 м³ бетона, воды на 15...20%.

Введение суперпластификаторов уменьшает В/Ц, экономит цемент, улучшает качество изделий, удлиняет срок службы форм, снижает уровень шума в цехах. Суперпластификаторы обладают высоким разжижающим эффектом, позволяя использовать бетонные смеси с высокой подвижностью и однородностью. На Йонавском заводе ЖБК построен цех по изготовлению С-3.

Литагропромстрой делится опытом внедрения внутреннего хозрасчета в районных строительных организациях, являющихся многоотраслевыми хозяйствами. Наряду с основной деятельностью — строительством — они имеют не выделенные на самостоятельный баланс заводы по производству стройматериалов, автохозяйства и управления механизации. Окончательные финансовые результаты деятельности этих заводов и хозяйств до 1982 г. отдельно не вводились, а отражались в результатах основной строительной организации. В настоящее время принято решение вводить окончательный финансовый расчет по каждому виду деятельности. Разработано положение, где указанные виды деятельности рассматриваются самостоятельно.

Это эффективное мероприятие не требует каких-либо капитальных вложений. Нижней ступенью внутреннего хозрасчета является бригадный подряд. Наиболее высоких результатов в этой области достигла Шакаяйская РСО. Экономическая эффективность внедрения внутреннего хозрасчета в условиях РСО ЛитССР составляет 17 тыс. р. на 1 млн. р. строительно-монтажных работ, выполненных собственными силами.

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

3 (396)

ИЗДАЕТСЯ с апреля 1955 г.

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО СТРОИТЕЛЬНОГО КОМИТЕТА СССР

Март 1988

Содержание

Решения XXVII съезда КПСС — в жизнь!

Наука на хозрасчете 2

Вопросы реконструкции

Михайлов К. В., Гусев Б. В., Аксельрод Е. З., Андрейченко А. В., Болтинский В. А.
Оптимизация технологических решений заводов крупнопанельного домостроения 3

Конструкции

Ямлеев У. А., Кубашов Е. В., Кудряшова Р. А., Якушин В. А. Несущие конструкции из керамзитобетона пониженной плотности 5
Тоцкий О. Н. Вероятностный метод оценки прочности железобетонных плит на упругом основании 8
Кимберг А. М., Трусковский М. П. Использование составных конструкций при строительстве каркасно-панельных зданий в ГССР 9

Бетоны

Прокопович И. Е., Черная Л. В. Влияние водонасыщения на кратковременное и длительное сопротивление сжатого бетона 11
Левин Л. И., Рахманов В. А., Тарнаруцкий Г. М. Эффективный пластификатор ЛСТМ-2 13
Шарифов А., Дусмуродов Т., Голубев М. Н., Камолов Г. Опыт применения бетонов с модифицированной лессом СДБ 15
Лещинский М. Ю. Об отпускных характеристиках бетона 16

Вопросы экономики

Рудерман Л. Г., Ким Э. В. Интенсификация производства крупнопанельных изделий 18

Заводское производство

Роженко М. Д., Дорофеев В. А. Сварочные клещи для сборки объемных арматурных каркасов 19

Строительное производство

Шпынова Л. Г., Саницкий М. А., Шийко О. Я., Иванова О. С. Безгипсовый портландцемент с добавкой поташа для зимнего бетонирования 21

В помощь проектировщику

Карabanов Б. В., Ильин О. Ф. Особенности расчета изгибаемых преднапряженных элементов со смешанным армированием по общему случаю 23
Залесов А. С., Максимов Ю. В. Исследование ширины раскрытия наклонных трещин в изгибаемых элементах 25
Цейтлин А. А., Гордеева Т. Ф. Трещины в железобетоне 27

Долговечность

Сетков В. Ю., Шибанова И. С. Разрушение перекрытий промзданий при действии сернистого газа 28
Полак А. Ф. Математическая модель процесса коррозии бетона в жидких средах 30



МОСКВА
ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ

НАУКА НА ХОЗРАСЧЕТЕ

Радикальная перестройка хозяйственного механизма и управления народным хозяйством, проводимая в стране в соответствии с решениями июньского (1987 г.) Пленума ЦК КПСС, открывает простор инициативе и творчеству масс, соединению передовой научной мысли с практикой революционных преобразований в производстве и социальном развитии.

Постановление ЦК КПСС и Совета Министров СССР «О переводе научных организаций на полный хозяйственный расчет и самофинансирование» открывает качественно новый этап коренной перестройки методов хозяйствования в науке и научном обслуживании.

В своей деятельности научно-исследовательские, проектно-изыскательские, конструкторские и технологические организации (далее именуемые научными организациями) должны руководствоваться положениями Закона СССР о государственном предприятии (объединении).

В указанном постановлении определены основные принципы хозяйственной деятельности научных организаций, особенности работы тех из них, которые входят в состав производственных объединений и предприятий или научно-производственных объединений, а также научных организаций, непосредственно подчиненных министерствам и ведомствам. Обращено особое внимание на задачи академических и вузовских научных организаций по развитию фундаментальных исследований по важнейшим направлениям естественных, технических и общественных наук.

С учетом специфики строительной науки и особенностей применения хозяйственного расчета и самофинансирования в научных организациях строительного комплекса Госстроя СССР перевел с 1 декабря 1987 г. 24 организации на полный хозрасчет и самофинансирование. В их число вошли 9 научных организаций, непосредственно подчиненных Госстрою СССР, 3 организации Госкомархитектуры, по одной организации Госстроев Украинской ССР и Латвийской ССР, Минстроя Армянской ССР, а также отдельные организации министерств строительного комплекса.

Этим организациям рекомендована форма хозяйственного расчета, основанная на нормативном распределении дохода, полученного после возмещения из выручки материальных затрат, расчетов с бюджетом и вышестоящим органом.

Постановлением Госстроя СССР от 30 ноября 1987 г. им установлены экономические нормативы отчислений в государственный (в том числе местный) бюджет в % от расчетного дохода института; платы за основные фонды в % от стоимости основных фондов; платы за трудовые ресурсы в рублях за одного сотрудника в год; отчислений в Централизованный фонд развития производства, науки и техники (ЦФРПНТ) вышестоящего органа в % от расчетного дохода института; отчислений в ЦФРПНТ вышестоящего органа — 50% от амортизации, предназначенной на полное восстановление основных фондов института; отчислений в фонд научно-технического и социального развития института в % от хозрасчетного дохода коллектива института.

Основной принцип перехода научных организаций на полный хозяйственный расчет и самофинансирование заключается в том, что результат деятельности научной организации имеет статус товара. Если вышестоящие организа-

ции, предприятия и организации хотят использовать этот товар, то они должны за него платить. Командно-приказной стиль руководства выработал у некоторых министерств и ведомств скверную привычку заваливать подчиненные НИИ заданиями, никак не соизмеримыми ни с возможностями научных коллективов, ни с интересами институтов.

В условиях хозрасчета и самофинансирования положение должно кардинально измениться — ни одно задание не будет приниматься к исполнению без заключения соответствующего договора между заказчиком и научной организацией, который является единственным юридическим документом, определяющим отношения между ними. Однако было бы ошибкой механически распространять принципы хозрасчетной самоокупаемости на научные организации, не входящие в состав производственных и научно-производственных объединений. Зарубежный и отечественный опыт свидетельствует, что увлечение прибыльными работами в сфере науки неизбежно приводит к мелкотемью и может в конечном счете вылиться в отставание на десятилетия в важных направлениях прогресса.

Для обеспечения финансирования фундаментальных, поисковых, прикладных научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ народнохозяйственного, межотраслевого и отраслевого значения предусматривается ввод в действие системы государственных заказов по развитию науки и техники.

В основу государственных заказов, выданных подразделениями Госстроя СССР научным организациям строительного профиля, положены задания общесоюзных научно-технических программ, а также важнейших научно-производственно-технических программ, утвержденных Госстроем СССР.

Совершенствование хозяйственного механизма в научных организациях строительного комплекса непосредственно связано с переводом на полный хозяйственный расчет и самофинансирование предприятий стройиндустрии и строительных организаций, который осуществляется в сроки, определенные Госпланом СССР. Поэтому следует учитывать, что на начальной стадии работы в новых условиях хозяйствования у предприятий и организаций не будет средств, достаточных для финансирования научных работ и использования их результатов в практике проектирования и строительства.

В этих условиях целесообразно, чтобы министерства строительного комплекса согласовали с научными организациями перечень базовых предприятий и организаций, закрепленных за головными научно-исследовательскими институтами. Министерством и ведомствам необходимо выделить из материальных и финансовых резервов средства целевого назначения для заключения хозяйственных договоров с соответствующими научными организациями.

Новый хозяйственный механизм требует коренной перестройки мышления и сознания всех участников строительного комплекса. Министерства и ведомства должны решительно отойти от укоренившегося директивного стиля руководства, а научные организации — повысить ответственность за результаты своего труда. Инициатива должна проявляться, не дожидаясь каких-либо дополнительных указаний и инструкций сверху. Таково веление времени, такова дисциплина перестройки.

К. В. МИХАЙЛОВ, Б. В. ГУСЕВ, доктора техн. наук, профессора,
Е. З. АКСЕЛЬРОД, канд. техн. наук (НИИЖБ); А. В. АНДРЕЙЧЕНКО, инж.
(КТБ Минюгстроя СССР); В. А. БОЛТИНСКИЙ, инж. (КБ по железобетону
Госстроя РСФСР)

Оптимизация технологических решений заводов крупнопанельного домостроения

Реконструкция и техническое перевооружение предприятий сборного железобетона, особенно крупнопанельного домостроения, позволяет решить одну из важнейших проблем интенсивного развития жилищного строительства, поставленную в решениях XXVII съезда КПСС.

Авторский коллектив институтов Госстроя СССР выполнил проект реконструкции завода КПД мощностью 140...160 тыс. м² общей площади жилья с обеспечением снижения трудозатрат по сравнению с типовым проектом КПД 409-13 в 1,7...2 раза¹. В настоящей статье описаны мероприятия, осуществление которых позволит повысить мощность завода КПД с 140...160 до 300...400 тыс. м² общей площади в год.

Задача оптимизации предполагает разработку новых технологических линий заданной мощности и компоновочные варианты, предусматривающие максимальную протяженность потоков (конвейеров) для самого сложного производства наружных стен и минимальную — для стеновой технологии доборных элементов.

Касаясь общих принципов действующих компоновочных решений главного производственного корпуса, следует отметить, что специализация пролетов по видам изделий и размещение технологических линий вдоль пролетов наряду с некоторыми преимуществами имеют и серьезные недостатки. Например, протяженность технологических потоков не дифференцирована в зависимости от сложности изготовления того или иного вида изделий, так как предельные размеры ограничены длиной пролета. Недостаточно эффективно используются производственные площади («мертвые зоны» вдоль колонн, продольное расположение форм-вагонеток, формование и термообработка в горизонтальном положении); сложно решаются транспортные потоки материалов и комплектующих при необходимости подачи их во все пролеты.

Кроме того, в ряде случаев пролет шириной 18 м неэффективен с точки зрения размещения оборудования. При параллельном размещении конвейера с поперечным расположением форм-вагонеток и камеры термообработки требуется пролет шириной не менее 24 м.

Следует отметить общий низкий уровень механизации и автоматизации технологического оборудования и линий. Обращает на себя внимание разнотипность технологий и оборудования, а в результате этого недостаточная гибкость производства и высокие эксплуатационные расходы. Таким образом, существующий уровень проектных решений предприятий крупнопанельного домостроения не может обеспечить резкое повышение технико-экономических показателей и, в первую очередь, рост производительности труда и увеличение съема продукции с производственных площадей в 1,5...2 раза. Для достижения таких показателей необходим принципиально новый подход к общим компоновочным решениям заводов и к оснащению их перспективным высококомплексированным оборудованием.

В развитие выполненных ранее работ, НИИЖБом совместно с КТБ Минюгстроя СССР и КБ по железобетону им А. А. Якушева Госстроя РСФСР разработаны технические решения для строительства заводов КПД мощностью 200...400 тыс. м² общей площади в год и реконструкции действующих предприятий без остановки производства. При разработке технических решений ставилась задача резкого повышения производительности труда за счет механизации и автоматизации технологических процессов и концентрации производства, увеличения мощностей за счет более эффективного использования площадей на основе оригинальных компоновочных решений, повышения качества изделий и технологичности производства в целом.

В обоих вариантах — для нового строительства и реконструкции используются идентичные технологические решения. Так, для производства наружных стеновых панелей и плоских доборных изделий предложены конвейеры с поперечным расположением форм-вагонеток и щелевыми камерами термообработки, для панелей внутренних стен и перекрытий — кассетно-конвейерные линии, для объемных элементов — карусельные установки.

Предусматривается создание заводов КПД нового поколения мощностью 200...400 тыс. м² в год, а также реконструкция действующих предприятий, например завода КПД по типовому проекту 409-13-11 мощностью 140...160 тыс. м² в год на выпуск 300...400 тыс. м² в год путем пристройки резервного пролета размером 30×

144 м для изготовления в нем панелей внутренних стен и последующей поперечной реконструкции действующего производства с размещением новых технологических линий.

При новом строительстве предложены принципиально новые компоновочные решения главного производственного корпуса. В отличие от традиционных решений, предусматривающих размещение технологических линий вдоль пролетов шириной 18 м, предлагается поперечное размещение формовочных конвейеров и камер термообработки вдоль пролетов 12 м, а отделочных конвейеров и арматурных линий — перпендикулярно им в крайних пролетах шириной 18 м.

Схема производственного корпуса завода мощностью 400 тыс. м² в год представлена на рис. 1. Технологические потоки выполнены в виде {образных концентрических линий, что позволяет их дифференцировать в зависимости от сложности изготовления изделий. Производство наиболее массовых изделий большей сложности, многокомпонентной комплектации и отделки, требующих большего числа технологических операций и постов, например панелей наружных стен, осуществляется по внешним, наиболее длинным потокам. По мере снижения сложности и многокомпонентности изготовления изделий длина потоков сокращается.

За потоком изготовления панелей НС расположены потоки изготовления панелей перекрытий и внутренних стен, далее — объемных элементов, и наконец, самые короткие потоки соответствуют стеновым линиям изготовления доборных изделий. При такой компоновке исключается присущая традиционной технологии концентрация в одном пролете конвейеров формования и отделки, транспортирования, промежуточного складирования и технологической переработки бетонной смеси, арматуры, фактурных материалов, утеплителя, столярных изделий и т.п., что является одной из основных причин потери мощностей предприятий КПД.

Предлагаемое решение позволяет четко выделить функциональные зоны главного производственного корпуса — изготовление арматуры, формование и термообработку, отделки, что существенно упрощает транспортные потоки и обеспечивает гибкость производства. Последнему в немалой степени способствует то обстоятельство, что транспортные операции осуществляются в двух взаимноперпендикулярных на-

¹ Предложения по совершенствованию предприятий крупнопанельного домостроения/Б. В. Гусев, Е. З. Аксельрод, В. М. Бузинов и др. // Бетон и железобетон. — 1987. — № 4. — С. 5—8.

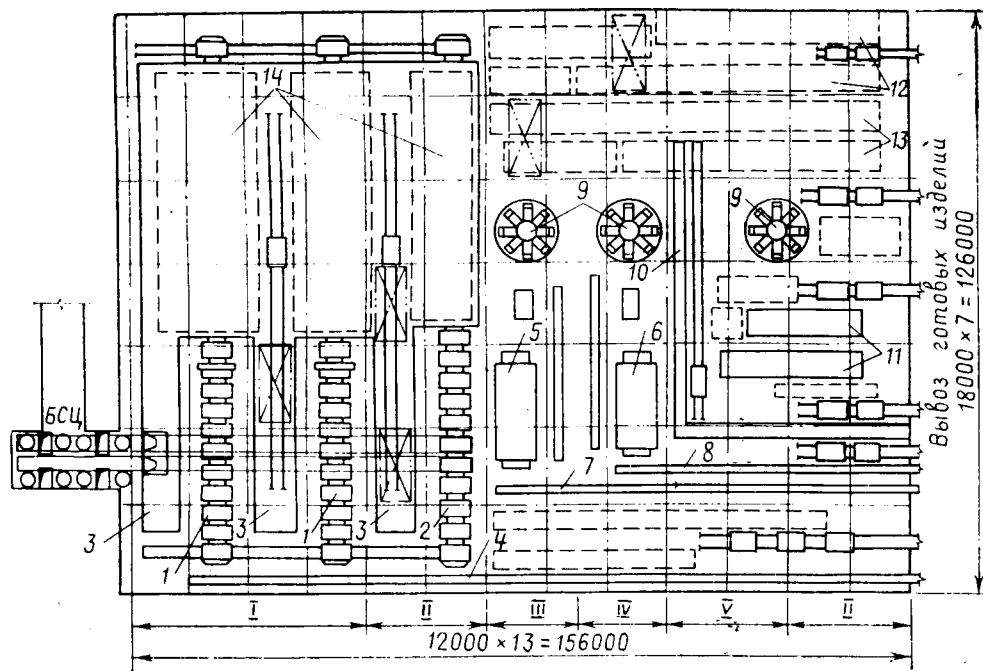


Рис. 1. Схема производственного корпуса завода мощностью 400 тыс. м² общей площади в год
1 — конвейер формирования панелей НС; 2 — конвейер формирования доборных элементов; 3 — щелевая камера; 4 — конвейер отделки панелей НС; 5 — кассетно-конвейерная линия изготовления панелей ПП; 6 — кассетно-конвейерная линия изготовления панелей ПП; 7 — конвейер отделки панелей ВС; 8 — конвейер отделки панелей ПП; 9 — карусельные установки формирования объемных элементов; 10 — конвейер комплектации и отделки сентехкабин и шахт лифтов; 11 — стендовые термоформы для изготовления элементов добора; 12 — участки заготовки арматуры; 13 — участки сварки сеток и арматурных каркасов; 14 — участок сборки объемных арматурных каркасов; I — НС; II — доборные элементы; III — ВС; IV — ПП; V — объемные элементы

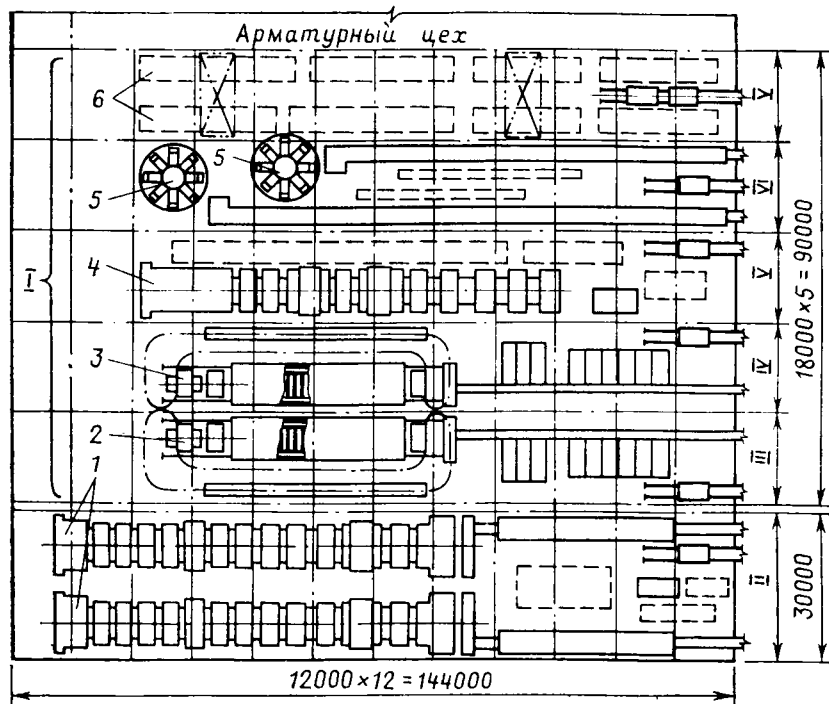


Рис. 2. Схема производственного корпуса завода мощностью 300...400 тыс. м² общей площади в год (на основе реконструкции действующих предприятий)
1 — конвейерные линии изготовления панелей НС; 2 — кассетно-конвейерная линия изготовления панелей ВС; 3 — кассетно-конвейерная линия изготовления панелей ПП; 4 — конвейерная линия изготовления элементов добора; 5 — линия с карусельными установками для изготовления объемных элементов; 6 — стендовые термоформы для изготовления элементов добора; I — отделение сборки и комплектации армокаркасов; II — НС; III — ВС; IV — ПП; V — доборные элементы; VI — объемные элементы

правлениях: в продольном — кранами и в поперечном — технологическими конвейерами.

Предложены новые технологические решения, обеспечивающие качественный рост технико-экономических показателей. Так, основная часть технологического оборудования, в частности формовочные конвейеры, расположены выше нулевой отметки, чем обеспечиваются надежные условия строительства и эксплуатации, особенно в районах с высоким уровнем грунтовых вод. Туннельные камеры термообработки продлены под арматурное отделение, на них вынесены стенды для сборки арматурных каркасов и транспортеры-накопители для подачи каркасов непосредственно к месту укладки в формы, за счет чего повышается эффективность использования производственных площадей. Для панелей НС и доборных изделий приняты одинаковые конвейеры с поперечным расположением форм, что увеличивает число постов и емкость камер, а также обеспечивает высокую степень гибкости технологии за счет унификации конвейеров.

Бетонная смесь на тяжелых заполнителях подается бетононасосами, что обеспечивает существенную экономию трудозатрат и производственных площадей, а керамзитобетонная смесь и фактурные растворы — тельферными тележками адресным способом. Для изготовления панелей внутренних стен и перекрытий созданы высокомеханизированные кассетно-конвейерные линии с поперечным расположением полостей, обеспечивающие снижение трудоемкости более чем в 3 раза по сравнению с традиционной кассетной технологией и увеличение в 2 раза съема продукции с единицы производственных площадей. Столь существенное снижение трудоемкости объясняется, в частности, тем, что традиционное армирование сварными каркасами заменено непрерывной навивкой проволоочной арматуры на упоры матриц. Линия оснащена специальным технологическим постом и автоматизированной установкой. Непрерывное армирование обеспечивает также значительное сокращение производственных площадей арматурного цеха.

Использование формовочных конвейеров с поперечным расположением форм позволило не только существенно увеличить число технологических постов и обеспечить высокий ритм их движения, но и выполнить их достаточно компактными. Благодаря этому в варианте реконструкции завода без остановки производства (рис. 2) технологические линии занимают по длине только часть пролетов. В результате головная часть блока цехов (2X12 м) была высвобождена для арматурного производства, а реконструкция производственного корпуса для изготовления 300...400 тыс. м² крупнопанельных изделий может быть осуществлена без пристройки дополнительного арматурного пролета. Основные технико-экономические показатели производственного корпуса (арматурное и формовочное отделения) для нового строительства и реконструкции заводов представлены в таблице.

Анализ свидетельствует о том, что использование предложенных техниче-

Наименование показателей, единицы измерения	Типовой проект	Для нового строительства	Для реконструкции
Объем производства, тыс. м ³ /год	160	400/250	360/220
Съем с 1 м ² производственной площади, м ³ /м ²	12,0	26,4/220	23,8/198
Трудозатраты, чел.-ч/м ²	3,92	1,76/44,8	2,1/53,5
Производительность труда (выработка на одного рабочего в год), м ³ /чел.	495	1250/252	843/170,3
Удельная металлоемкость, кг/м ² :			
общая	18,01	10,09/56,1	12,7/70,5
в том числе форм и оснастки	11,16	6,73/60,3	6,99/62,7
Удельные капитальные вложения на единицу мощности, р/м ²	27,28	18,47/67,4	19,8/72,5

Примечание. Перед чертой — в абсолютных величинах; после черты — в % к типовому проекту.

ских решений при строительстве новых и реконструкции действующих заводов обеспечит значительный прирост произ-

водительности труда, эффективное использование производственных площадей, снижение трудозатрат, а также су-

щественное улучшение других показателей.

Предложенные технические решения могут быть использованы и на предприятиях, выпускающих изделия для жилых домов и крупнопанельных зданий социально-культурного и бытового назначения. Таким образом может быть ликвидирована сложившаяся во многих регионах диспропорция жилищного, социально-культурного и бытового строительства.

В целом описанные технические решения достаточно универсальны, имеют высокие технико-экономические показатели, что предопределяет целесообразность их применения и проверки при строительстве новых предприятий, а также в условиях реконструкции и технического перевооружения.

Конструкции

УДК 624.074:666.973.2

У. А. ЯМЛЕЕВ, Е. В. КУБАШОВ, кандидаты техн. наук, Р. А. КУДРЯШОВА, инж. (Ульяновский политехнический ин-т); В. А. ЯКУШИН, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Несущие конструкции из керамзитобетона пониженной плотности

В последние годы значительно возросли объемы производства несущих конструкций из легких бетонов, чему способствуют их более высокие эксплуатационные и технико-экономические показатели по сравнению с тяжелыми бетонами. В Ульяновске, например, стоимость 1 м³ керамзита на 5...10 р. ниже стоимости щебня. Последний приходится завозить из отдаленных районов страны ввиду ограниченных разработок и низкого качества щебня Кучуровского месторождения (Ульяновской обл.). Объединение «Железобетон» Главульяновскстроя освоило производство ряда несущих конструкций из керамзитобетона и продолжает расширять их номенклатуру.

Известно, что свойства легкого бетона в значительной степени зависят от свойств крупного заполнителя, его относительного объемного содержания в бетоне, а также от количества и качества растворной составляющей. Поэтому предварительно были проведены исследования, позволившие выявить оптимальные составы конструктивного керамзитобетона и изучить его физико-механические свойства, установить основные условия получения керамзито-

бетона с заданными свойствами, в том числе с пониженной плотностью [1].

Исследования показали, что снижение плотности бетона по сравнению с установленной нормативами возможно на 200...500 кг/м³ в зависимости от вида применяемого песка при сохранении прочности. В производственных условиях был получен керамзитобетон классов В15...В45 с плотностью $\gamma_{\text{б}}^{\text{сух}}$ 1250...1570 кг/м³. Такое снижение достигается применением высокопрочного керамзита пониженной насыпной плотности, имеющего прочность на сжатие в стандартном цилиндре на 40...60% выше требований по ГОСТ 9759—83. Производство керамзитобетона налажено на Ульяновском заводе керамзитового гравия благодаря высокому качеству сырья и комплексу работ по усовершенствованию технологии его производства [2].

Использование керамзита улучшенного качества в качестве крупного заполнителя при одновременном увеличении его объемного содержания позволяет не только значительно уменьшить плотность бетона, но и сократить расход цемента на 20...30% по сравнению со СНиП 5.01.23—83, что прак-

тически доводит его до уровня, установленного для производства конструкций из обычного бетона на щебне.

Снижение плотности керамзитобетона изменяет его прочностные и деформативные характеристики, которые, в свою очередь, влияют на работу такой конструкции. Так, предельная растяжимость ϵ_{bt} и прочность на растяжение керамзитобетона R_{bt} зависят не только от класса бетона, но и от состава смеси (ее жесткости, вида песка, содержания, прочностных и деформативных свойств керамзита и др.). Для керамзитобетона пониженной плотности ϵ_{bt} и R_{bt} превышают нормативные значения и возрастают с увеличением прочности керамзита (рис. 1).

СНиП 2.03.01—84 устанавливает одинаковые значения призмочной прочности для тяжелого бетона и бетонов на пористых заполнителях в зависимости от их марок. Однако установлено, что у легких бетонов коэффициент призмочной прочности $K_{\text{в}}$ на 10...30% выше, чем у тяжелых. Такая закономерность сохраняется и для керамзитобетона пониженной плотности, причем превышение $K_{\text{в}}$ над нормируемым значением тем больше, чем выше прочность керамзита.

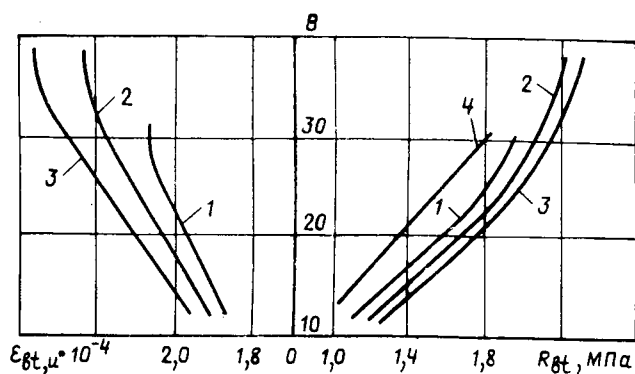


Рис. 1. Предельная растяжимость и прочность на растяжение керамзитобетона пониженной плотности в зависимости от класса керамзитобетона и прочности керамзита
1 — $R_{\text{ц}}^K = 4,0$ МПа; 2 — $R_{\text{ц}}^K = 6,0$ МПа; 3 — $R_{\text{ц}}^K = 8,0$ МПа; 4 — по СНиП 2.03.01—84

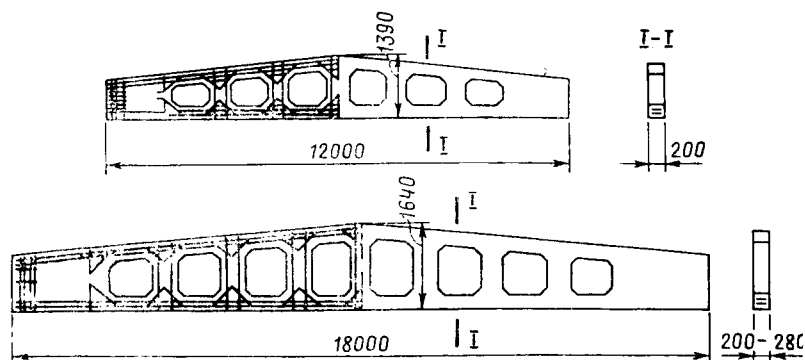


Рис. 2. Конструкции керамзитобетонных балок

Таблица 1

Марка балки	Прочность бетона к моменту испытаний, МПа	Расчетная нагрузка, кН	Нормативная нагрузка, кН	Нагрузка, соответствующая образованию трещин кН	Прогиб, мм	Разрушающая нагрузка, кН
ЗБДР-18	40,0	171	148	190/130*	52/58**	250
ЗБДРЛ-18	40,4	171	148	240/219	58/54	308
ЗБДРЛ-18	36	135	116	230/167	51/49	243
ЗБДРЛ-12	36,2	144	124	231/220	17/16	269
ЗБДРЛ-12	34,7	125	107	190/131	18/15	208

* Перед чертой — нагрузка для стоек; после черты — для нижнего пояса.

** Перед чертой — прогиб контролируемый; после черты — фактический.

При производстве несущих конструкций важно подобрать такие составы керамзитобетонных смесей, которые позволили бы получить материал с заданными физико-механическими свойствами при минимальной стоимости и расходе цемента и, следовательно, обеспечили бы максимально возможную экономическую эффективность его применения. Для подбора и корректирования рабочих составов керамзитобетона были разработаны универсальные номограммы, составленные с учетом диапазона свойств применяемых материалов, выявлены оптимальные режимы уплотнения и термовлажностной обработки. Таким образом, созданы условия для управления физико-механическими свойствами бетона и, следовательно, оптимизации эксплуатационных характеристик конструкций на этой основе.

В настоящее время объединение «Железобетон» производит ежегодно более

100 тыс. м³ различных конструкций из керамзитобетона пониженной плотности. Среди них — пустотные панели перекрытий, комплексные плиты размерами 1,5×6; 3×6; 1,5×12; 3×12 м покрытий промышленных зданий, конструкции каркасов многоэтажных зданий серии ИИ-04 и ИИ-20, безраскосные стропильные фермы пролетом 18 и 24 м и др. В объединении освоен выпуск двускатных решетчатых балок покрытия, дорожных плит и свай из керамзитобетона пониженной плотности.

Конструкция балок покрытия принята по аналогии с типовыми из тяжелого бетона серии 1.462—3 с сохранением опалубочных размеров и расчетных нагрузок балок (рис. 2). Балки с напрягаемой арматурой в виде канатов, высокопрочной проволоки и стержневой класса А-VI отнесены ко второй категории трещиностойкости, а с арматурой класса ниже А-VI — к третьей катего-

рии с ограничением ширины раскрытия трещин до 0,1 для нижних поясов и до 0,15 мм в стойках.

Результаты испытаний кратковременной нагрузкой опытных балок длиной 12 и 18 м приведены в табл. 1.

Появление первых трещин было отмечено при нагрузках, превышающих нормативные в 1,22 раза в нижних поясах и в 1,6 раза в стойках, что объясняется повышенными значениями предельной растяжимости и прочности на растяжение керамзитобетона пониженной плотности.

Как правило, жесткость изгибаемых элементов из легких бетонов ниже, чем из тяжелых, поскольку увеличение выгиба при обжатии и снижение массы элемента не компенсируют увеличения общего прогиба за счет снижения модуля упругости. Однако у балок с большими нормативными нагрузками ($P_n > 0,9P_{\text{расч}}$) этого не происходит, так как модули деформации тяжелого и легкого бетона при таких нагрузках примерно равны.

Разрушение всех балок произошло по сжатому поясу.

В объединении «Железобетон» производство железобетонных балок покрытия осуществляется по стендовой технологии в горизонтальном положении. По сравнению с балками из тяжелого бетона для пролетов 18 и 12 м их себестоимость снижена соответственно на 60 и 35 р.

Конструкции дорожных плит из керамзитобетона для постоянных и временных дорог разработаны Ульяновским политехническим институтом совместно с НИИЖБом. Преднапряженные плиты размерами 600×150×14 см запроектированы под расчетные нагрузки от автомобилей с давлением на колесо 60 кН, а ненапряженные размерами 300×150×18 см — 60 и 95 кН (без учета собственной массы) и рассчитаны как конструкции на упругом основании. В качестве продольной преднапряженной используется стержневая арматура класса А-IIIв, а ненапрягаемая принята в виде стержней класса А-III и проволоки класса В-I. Для всех плит установлена третья категория трещиностойкости с ограничением ширины раскрытия трещин до 0,1 для преднапрягаемых и до 0,2 мм для ненапрягаемых плит. Плиты применяют в обычных и агрессивных (при выполнении требований СНиП 2.03.11—85) средах. Для преднапряженных и ненапряженных плит приняты классы бетона по прочности на сжатие соответственно В25 и В15. Марка бетона по морозостойкости для всех плит установлена не менее F 200.

Опытные образцы испытывали кратковременной нагрузкой по схеме свободно опертой балочной плиты по ГОСТ 8829—85.

Полученные результаты послужили основанием для производства и применения дорожных плит из керамзитобетона на ряде объектов Ульяновска. Затраты на производство 1 м³ изделия снижены в среднем на 6 р. по сравнению с обычными плитами из тяжелого бетона.

Использование керамзитобетона пониженной плотности в сваях особенно эффективно, поскольку позволяет не только снизить себестоимость изделий за счет применения местного керамзита, но и сократить расход арматуры, который устанавливается с расчетом на действие усилий, возникающих от собственной массы при подъеме сваи на копер за одну точку.

Исследованиями [3, 4] установлено, что применение в сваях керамзитобетона снижает в них напряжения, возникающие при забивке. При этом увеличивается продолжительность удара, что ускоряет погружение. Повышенные по сравнению с тяжелыми бетонами призматическая прочность и прочность на растяжение, значения параметрических уровней и коэффициента упругости, предельные деформации сжатия и растяжения, а также диссипативные свойства обеспечивают высокую стойкость ке-

рамзитобетонных свай к воздействию повторных ударных нагрузок.

На основании исследований Ульяновский политехнический институт, НИИЖБ и ЭКБ ЦНИИСК разработали конструкции керамзитобетонных свай длиной до 12 м (рис. 3), которые внедрены в производство на объектах Главульяновскстроя. Преднапряженные сваи изготовляют в силовых групповых формах по агрегатно-поточной технологии, ненапряженные — по стендовой в мелких камерах ямного типа. Термообработку выполняют по единому режиму (3+3+8+3 ч) при температуре изотермического прогрева 85°C. Составы смесей с О.К. 3...4 см для 1 м³ свай из керамзитобетона классов В15, В20 и В25 приведены в табл. 2.

Таблица 2

Материал	Расход на 1 м ³ свай из керамзитобетона класса		
	В15	В20	В25
Цемент марки 400, кг	280	335	390
Керамзит $R_{ц}^K =$	900	900	900
4 МПа, $\gamma_K = 500$ кг/м ³ , кг			
Песок кварцевый, кг	580	560	505
Вода, л	215	216	220
Плотность керамзитобетона $\gamma_{об}^{СУХ}$, кг/м ³	1370	1390	1410

Технико-экономическую эффективность применения керамзитобетона рассмат-

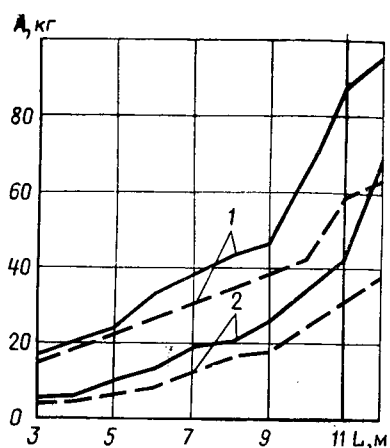


Рис. 4. Расход арматуры в зависимости от длины свай

1 — с поперечным армированием ствола; 2 — без поперечного армирования
— — — — — тяжелый бетон; — — — — — керамзитобетон

ривали применительно к сваям без поперечного армирования ствола с напрягаемой стержневой арматурой по ГОСТ 19804.4—78 и с поперечным армированием и ненапрягаемой стержневой арматурой по ГОСТ 19804.1—79. Сравнивали сваи сечением 300×300 мм и длиной 3...12 м. Сравнение расхода стали приведено на графике (рис. 4), из которого видно, что при замене тяжелого бетона керамзитобетоном экономия растет с увеличением длины свай за счет снижения диаметра продольной арматуры и петель.

Анализ [5] показал, что приведенные затраты на производство 1 м³ изделия снижаются в зависимости от длины свай на 18...26%, годовой экономический эффект по Главульяновскстрою составляет более 200 тыс. р.

Описанные балки покрытия, дорожные плиты и сваи из керамзитобетона экспонировались на ВДНХ СССР. Опыт производства и эксплуатации показывает, что они удовлетворяют всем требованиям, предъявляемым к данным конструкциям, и могут быть рекомендованы для массового применения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Кудряшова Р. А. Получение керамзитобетона с пониженной объемной массой. — Ульяновск: ЦНТИ. — 4 с. — (Вып. № 132—77).
2. Ямлеев У. А., Кудряшова Р. А., Черепанов Л. И. Опыт производства несущих керамзитобетонных конструкций на предприятиях Главульяновскстроя. — Ярославль, 1977. — 63 с. — (ОНТИ ОМТИС Минстроя СССР).
3. Якушин В. А., Кубашов Е. В. Прочность преднапряженных керамзитобетонных свай при забивке // Бетон и железобетон. — 1982. — № 5. — С. 25—26.
4. Кубашов Е. В. Влияние предварительного напряжения на работу свай при динамических нагрузках // Вопросы проектирования железобетона. — М., 1981. — С. 58—61. — (Тр. НИИЖБа).
5. Якушин В. А., Кубашов Е. В., Лешин Г. М. Эффективность применения керамзитобетонных свай. — М., 1982. — С. 17—20. — (Сер. V. Спец. строит. работы. Научн. реф. сб. / ЦБНТИ Минмонтажспецстрой СССР).

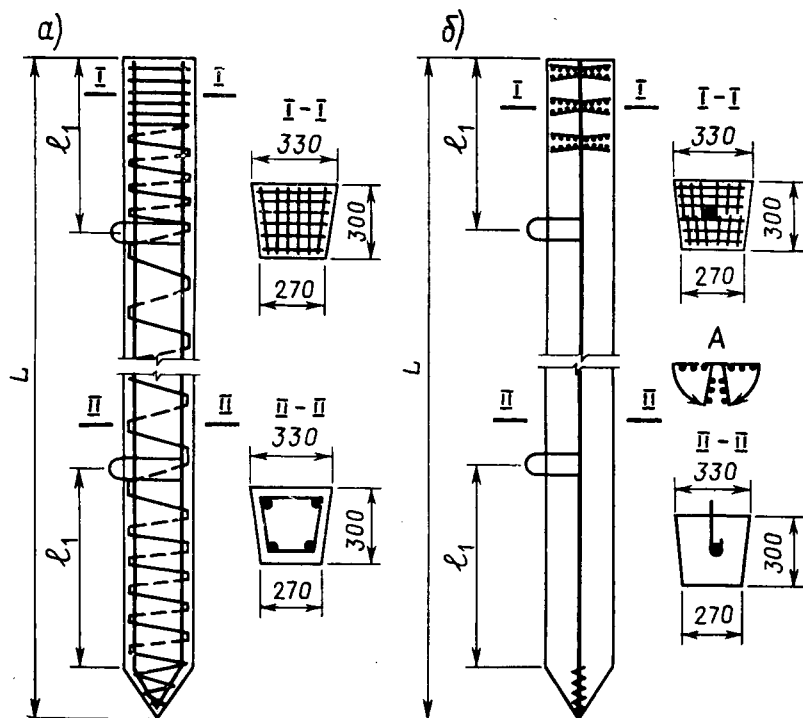


Рис. 3. Конструкции керамзитобетонных свай
а — ненапряженных с поперечным армированием ствола; б — преднапряженных с центральным армированием

Вероятностный метод оценки прочности железобетонных плит на упругом основании

При эксплуатации аэродромов, полов промзданий, терминалов морских портов с железобетонными покрытиями важную роль играют их испытания с целью оценки несущей способности. Полное использование действительного ресурса прочности конструкции во многих случаях дает высокий экономический эффект, обеспечивая возможность эксплуатации более тяжелой техники на существующих покрытиях без усиления.

В нашей стране разработан и опробован из аэродромах новый метод оценки несущей способности железобетонных покрытий на основе неразрушающих испытаний. Критерий прочности, используемый вероятностным методом, основывается на следующих предпосылках.

Для характеристики прочности вводят понятие фактического коэффициента запаса

$$Z = \frac{m_u}{m_d}, \quad (1)$$

где m_u — предельный изгибающий момент; m_d — изгибающий момент в данной плите при действии одинаковой для всех плит покрытия нагрузки.

Несущая способность железобетонных плит зависит от прочности арматуры. Марки стали, применяемые для ее производства, обеспечивают восприятие $2 \cdot 10^6$ циклов нагружения без уменьшения прочности ниже установленного в стандартах предела. Число циклов нагружения плит железобетонных покрытий аэродромов обычно не превышает 10^5 за расчетный срок службы. Можно, следовательно, исходить из того, что несущая способность не зависит от числа циклов нагружения, как это и принято в СНиП 2.05.08—85.

Критерий прочности записывают в форме

$$Z_m \geq Z_N, \quad (2)$$

где Z_m — средний для данного покрытия фактический коэффициент запаса; Z_N — нормативное значение коэффициента запаса

$$Z_N = \frac{K_d \gamma_R}{\gamma_c K_0},$$

K_d — коэффициент динамичности; γ_R — коэффициент разгрузки; γ_c — коэф-

фициент условий работы; K_0 — коэффициент однородности, определяющий допустимый предел отклонений предела текучести арматуры от среднего его значения.

Вероятностный метод рассматривает эксплуатацию покрытия как испытание, в ходе которого накапливаются силовые разрушения. Численной мерой деструкции служит отношение

$$D = \frac{n_d}{n}, \quad (3)$$

где n_d — число плит, получивших силовые разрушения; n — общее число плит.

Предполагается, что распределение плит в покрытии по прочности происходит по нормальному закону [1]. Функцию распределения можно записать в виде

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp(-0,5x^2) dx; \quad (4)$$

$$x = \frac{Z - Z_m}{\sigma} = \left(\frac{Z}{Z_m} - 1 \right) \sigma_0^{-1}, \quad (5)$$

где σ — стандарт (среднее квадратичное отклонение) прочности; σ_0 — коэффициент вариации: $\sigma_0 = \sigma/Z_m$.

Допустим, что покрытие эксплуатируется под некоторой нагрузкой. Число проходов достаточно для того, чтобы каждая плита оказалась неоднократно нагруженной. Тогда все плиты, для которых коэффициент запаса при заданной нагрузке $Z < 1$, получают силовые разрушения. При рассматриваемых условиях показатель деструкции D характеризует относительное число плит, для которых $Z < 1$.

По смыслу функции распределения по формуле (4) она также определяет отношение числа плит, для которых Z меньше некоторого численного значения, к общему их числу. Следовательно $F(x) = D$. Зная D , можно легко определить $F(x)$ и, с помощью таблиц интеграла вероятности, аргумент функции распределения x . Из равенства (5) следует, что зная x и полагая $Z = 1$, можно найти среднее значение коэффициента запаса Z_m и тем самым оценить несущую способность покрытия. Для этого нужно только знать коэффициент вариации σ_0 ,

В мировой практике эксплуатации покрытий широко применяют оценку прочности по результатам неразрушающих испытаний. Эти оценки обоснованы на предпосылке о пропорциональности прочности характеристике деформативности отдельных плит или участков однотипной конструкции. Можно, следовательно, записать

$$Z \approx \frac{K P}{w}, \quad (6)$$

где K — коэффициент пропорциональности; P — нагрузка; w — прогиб.

Трудность применения разбираемых методов связана с необходимостью заранее знать корреляционную зависимость между деформативностью и прочностью. В практике эксплуатации железобетонных покрытий аэродромов обычно приходится иметь дело с уникальными сооружениями, для которых подобные зависимости не установлены.

Вероятностный метод использует ту же предпосылку о справедливости равенства (6), но не требует заранее данной информации о зависимости между деформативностью и прочностью. По измеренным прогибам в ходе испытаний определяют коэффициент вариации прочности

$$\sigma_0 = (w)_m \times \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left[\frac{1}{w_i} - \left(\frac{1}{w} \right)_m \right]^2}, \quad (7)$$

$$\text{где } \left(\frac{1}{w} \right)_m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{1}{w_i};$$

$$(w)_m = \left(\frac{1}{w} \right)_m^{-1};$$

w_i — прогиб в i -той точке; n — число точек, в которых проводили испытания.

Подстановка в формулу (7) значения $1/w_i$ из выражения (6), подтверждает справедливость записанной зависимости.

Схема оценки прочности представлена на рисунке. По известной деструкции D находят величину x аргумента функции распределения и, выяснив в ходе испытаний коэффициент вариации σ_0 , по графику функции $Z(x)$ устанавливают средний фактический коэффициент запаса Z_m .

Реализация этой схемы предполагает использование табличных значений интеграла вероятности. С учетом особенностей формы его записи в справочнике [2] используемые в расчетах зависимости имеют вид:

$$\left. \begin{aligned} \Phi(x) &= 1 - F(x) = 1 - D; \\ x &= f(1 - D) = \left(1 - \frac{Z}{Z_m}\right) \sigma_0^{-1}. \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

Принимая $Z=1$,

$$Z_m = [1 - \sigma_0 f(1 - D)]^{-1}, \quad (9)$$

где $f(1 - D)$ — обозначение операции определения аргумента функции $\Phi(x)$ по табличным значениям.

Из формулы (1) следует соотношение

$$Z_{m2} = \frac{m_{d1}}{m_{d2}} Z_{m1}, \quad (10)$$

где Z_{m1} , Z_{m2} — средний коэффициент запаса по отношению к нагрузке, ранее действовавшей на покрытие и к новой; m_{d1} , m_{d2} — изгибающий момент, возбуждаемый в покрытии ранее действовавшей нагрузкой и новой.

Если необходимо оценить возможность повышения нагрузки на покрытие, определяют фактический коэффициент запаса Z_{m1} для средних по прочности плит по формуле (9), а затем, с помощью зависимости (10), находят коэффициент запаса по отношению к новой нагрузке.

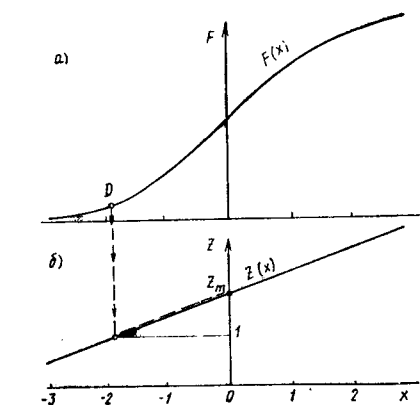


Схема определения среднего коэффициента запаса

$a - F(x)$; $b - Z(x)$.
Стрелками обозначен ход вычислений

Поскольку в расчете фигурирует отношение моментов, а не их абсолютные величины, можно использовать проектные данные о конструкции при вычислении этого отношения.

В случае малых значений D ($< 1\%$) связь между деструкцией и средним коэффициентом запаса теряет закономерный характер. Для оценки целесообразности пробной эксплуатации используют неравенство

$$Z_m > (1 - 2,33 \sigma_0)^{-1}. \quad (11)$$

Применение вероятностного метода подтвердило справедливость некоторых его

предпосылок. Так, в конце 70-х годов на одном из аэродромов Казахстана была разрешена эксплуатация покрытий из сборных преднапряженных железобетонных плит нагрузкой превышающей расчетную. Через год после начала эксплуатации около 4% плит получил силовые разрушения. Повторное обследование в 1985 г. показало, что эти плиты требуют замены, но общее число плит с силовыми разрушениями осталось практически постоянным. В 70-х годах была также разрешена эксплуатация с перегрузкой аэродрома на Украине с покрытием из монолитных железобетонных плит. При обследовании в 1985 г. силовых разрушений не выявлено. Это явление объясняется тем, что для данного покрытия характерен очень малый коэффициент вариации ($\sigma_0 = 0,0523$). Обычно этот коэффициент равен 0,2...0,3. При оценке прочности аэродромных покрытий данные, полученные вероятностным методом, сравнивали с результатами оценки другими способами. Опыт показал удовлетворительное совпадение.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Тоцкий О. Н. Расчет силового разрушения жестких покрытий // Автомобильные дороги. — 1986. — № 7. — С. 14—15.
2. Бронштейн И. Н., Семендяев К. А. Справочник по математике. — М.: Наука, 1980. — 544 с.

УДК 62-112

А. М. КИМБЕРГ, М. П. ТРУСКОВСКИЙ, кандидаты техн. наук (ТбилЗНИИЭП)

Использование составных конструкций при строительстве каркасно-панельных зданий в СССР

В Тбилиси в 1984—1985 гг. по проекту ТбилЗНИИЭПа возведен экспериментальный 16-этажный 64-квартирный каркасно-панельный жилой дом с сеткой колонн $4,2 \times 4,2$ м. Строительство осуществлял ДСК-3 Тбилгорстроя Минстроя СССР. Целью эксперимента являлось совершенствование сборных железобетонных конструкций с натяжением арматуры в построечных условиях, разработанных с учетом югославского опыта строительства по системе ИМС.

Архитектурно-планировочное и конструктивное решение 16-этажного 64-квартирного жилого дома были выполнены на основе результатов комплексных научно-исследовательских работ ТбилЗНИИЭПа по совершенствованию каркасно-панельного сейсмостойкого строительства и завершено в 1981 г.

экспериментального строительства 16-этажного 75-квартирного жилого дома в конструкциях с натяжением арматуры в построечных условиях*.

Конструктивную ячейку каркаса здания формируют четыре колонны сечением 400×400 мм, высотой на 3 этажа и одна панель перекрытия, объединенные в пространственную систему преднапряжением высокопрочной арматуры, расположенной в зазорах между смежными панелями перекрытий в поперечном и продольном направлениях по всем осям колонн и проходящей

через специальные поперечные отверстия в колоннах.

Швы между панелями перекрытий и колоннами уплотняют мелкозернистым бетоном до натяжения высокопрочной арматуры, анкеровку которой производят по наружным граням внешних колонн или балконных элементов цанговыми зажимами. После натяжения арматуры отверстия в колоннах заполняют цементным раствором, а зазоры между панелями перекрытий — бетоном класса В25.

Пространственная жесткость здания и восприятие горизонтальных нагрузок обеспечиваются наличием поэтажных горизонтальных дисков перекрытий и вертикальных диафрагм жесткости Г-образного сечения в плане, располо-

*Кимберг А. М. Экспериментальное строительство каркасного здания с натяжением арматуры в построечных условиях // Бетон и железобетон. — 1983. — № 6. — С. 18-19.

женных по входящим углам дома симметрично относительно центра масс. Вертикальные диафрагмы жесткости с колоннами соединены сваркой закладных деталей по боковым граням с закладными деталями колонн. Колонны между собой соединяются штепсельными стыками с совмещением арматурных выпусков из верхнего и нижнего элементов колонн с соответствующими вертикальными каналами в торцах противоположных элементов в шахматном порядке* (рис. 1). После монтажа стыкуемых элементов в вертикальные каналы отдельно стоящих колонн инъецируют цементный раствор, а в вертикальные каналы придиафрагменных колонн — полимерраствор. Экспериментальными исследованиями ТбИЗНИИ-ЭПа установлено, что принятая конструкция стыков обеспечивает надежную работу колонн, которые армированы четырьмя стержнями $\varnothing 16$ А-III и хомутами $\varnothing 10$ А-I. Кроме того, в зонах стыков и узловых соединений в колоннах предусмотрены сетки из стержней $\varnothing 10$ А-I. Колонны выполнены из бетона классов В22,5 и В25.

В качестве высокопрочной арматуры использованы канаты $\varnothing 15$ К-7 (по 2 в каждом поперечном сечении), что позволило без особых осложнений применить отгиб арматуры в соответствии с эпюрой наибольших изгибающих моментов. Отпуск преднапряженных канатов по середине пролета производи-

* А. с. 638692 СССР, МКИ³ E04 В1/58. Стык строительных элементов/М. А. Бедиашивили, К. А. Захриев, А. М. Кимберг, А. Г. Чикобава (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1978. — № 47. — С. 89.

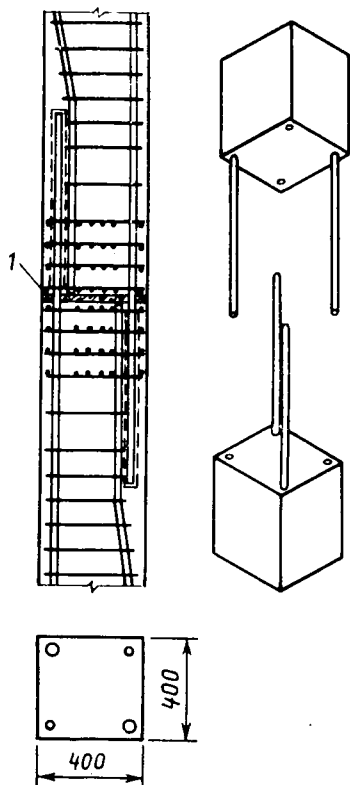


Рис. 1. Штепсельный стык колонн с расположенными в шахматном порядке выпусками продольной арматуры
1 — цементно-песчаный раствор

ли специальными инвентарными приспособлениями. Принятая технология позволила исключить потери преднапряжения в арматуре, вызванные силами трения в местах перегиба канатов.

Калиброванная панель перекрытия представляет собой крупногабаритное изделие на ячейку каркаса $4,2 \times 4,2$ м, в котором устроены продольные пустоты круглого сечения и угловые вырезы для сопряжения с колоннами каркаса*. Приконтурная зона панели у боковой грани, через которую извлекают пустотообразователи, сплошная, без ослабления отверстиями (в заводских условиях их заполняют бетоном до ТВО). Этим достигается усиление поперечных сечений зоны для восприятия усилий обжатия. Крайние продольные пустоты, примыкающие к угловым вырезам, выполнены укороченными, что уменьшает концентрацию напряжений в местах сопряжений панели перекрытия с колоннами. По всем боковым граням панели перекрытия предусмотрены местные углубления, создающие шпунтовые соединения при замоноличивании зазоров между смежными панелями и обеспечивающие совместную работу преднапряженных конструкций и бетона замоноличивания зазоров.

На строительстве экспериментального жилого дома испытывали панели перекрытия, смонтированные на одну ячейку с применением балконных элементов по всему контуру, в соответствии с ГОСТ 8829—77. Швы между панелью перекрытия и балконными элементами забетонировали после натяжения канатов класса К-7.

Панели перекрытия загружали ступенями равномерно-распределенной нагрузкой (засыпка песком плотностью 1500 кг/м^3). Каждая ступень нагружения не превышала 10% контрольной нагрузки. В процессе испытаний замечали прогибы в четвертях и по середине пролетов панели, наблюдали за трещинообразованием.

Первая трещина возникла в конструкции при полной нагрузке (собственный вес панели и испытательная нагрузка), равной $8,3 \text{ кН/м}^2$, которая превысила нормативную нагрузку ($6,7 \text{ кН/м}^2$) в 1,25 раза. При дальнейшем нагружении панели ширина трещины, образовавшейся по середине пролета параллельно осям пустот, не превышала $0,1 \text{ мм}$.

При контрольной нагрузке, включающей собственный вес конструкции и принимаемой равной расчетной нагрузке с коэффициентом $C=1,4$, составляющей $11,6 \text{ кН/м}^2$, признаков разрушения или увеличения ширины ранее образовавшейся трещины не отмечалось.

Не привело к качественным изменениям в работе плиты перекрытия и дальнейшее увеличение испытательной нагрузки до $11,8 \text{ кН/м}^2$, при котором полная фактическая нагрузка с учетом собственного веса плиты составила $14,75 \text{ кН/м}^2$ и превысила расчетную нагрузку в 1,75 раза.

Максимальный замеренный прогиб панели перекрытия при испытательной

* А. с. 1235735 СССР, МКИ В28 В11/00. Способ заделки пустот в торцах бетонных изделий/Д. Г. Джобава, Н. Г. Григолия, Р. И. Самадашвили, М. Г. Коркашвили, М. А. Бедиашивили, А. М. Кимберг, А. Г. Чикобава (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1986. — № 21. — С. 59.



Рис. 2. 16-этажный 64-квартирный жилой дом на завершающем этапе строительства

нагрузке 10 кН/м^2 составил 3 мм ($1/1400 L$). Проведенные испытания позволили рекомендовать предложенную конструкцию плит перекрытия для применения в строительстве каркасно-панельных зданий с сеткой колонн $4,2 \times 4,2$ м. В настоящее время в Тбилиси сооружают еще три таких дома.

Начата реконструкция завода ЖБК ДСК-3 из расчета строительства зданий общей площадью 100 тыс. м^2 в год. По принятой технологии натяжные арматуры на конструкции предусмотрено в построечных условиях.

Сопоставительные технико-экономические показатели экспериментального жилого дома системы ИМС (II) и 16-этажного жилого дома в конструкциях унифицированного каркаса серии ИИС-04 (I) приведены в таблице.

Показатели на 1 м^2 приведенной общей площади	I	II
Сметная стоимость в базисных ценах, р.	162,520	154,350
Расход стали, кг:		
натуральной	62,580	36,550
приведенной к классу А-I	84,040	50,370
Расход железобетона, м^3 :	0,767	0,703*
сборного	0,637	0,570
монолитного	0,130	0,133
Расход цемента, приведенного к марке 400, кг	256,890	239,00*
Трудозатраты, чел.-дн.:	4,430	3,690
построечные	3,240	2,560
заводские	1,190	1,130

* С учетом перехода на применение бетонных перегородок.

Общий вид 16-этажного 64-квартирного жилого дома представлен на рис. 2. Госкомархитектуры принято решение о расширении опыта проектирования и строительства жилых и общественных зданий в каркасно-панельных конструкциях с натяжением арматуры в построечных условиях в сейсмических районах.

Недавно заведующему кафедрой строительной механики Одесского инженерно-строительного института заслуженному деятелю науки УССР, доктору технических наук, профессору И. Е. Прокоповичу исполнилось 75 лет.

Редколлегия и редакция нашего журнала поздравляет Игоря Евгеньевича, желают ему крепкого здоровья и дальнейших творческих успехов.

УДК 691.327:539.376:620.1

И. Е. ПРОКОПОВИЧ, д-р техн. наук, проф., Л. В. ЧЕРНАЯ, инж. (Одесский инженерно-строительный ин-т)

Влияние водонасыщения на кратковременное и длительное сопротивление сжатого бетона

В реальных условиях весьма вероятна ситуация, когда бетонную или железобетонную конструкцию возводят в обычных температурно-влажностных условиях, а затем длительное время эксплуатируют при повышенной влажности окружающей среды, например в условиях полного водонасыщения. Поэтому в последнее время уделяется значительное внимание изучению влияния увлажнения на физико-механические характеристики бетона [1, 2]. Авторы изучили кратковременное и длительное сопротивление сжатых бетонных призм, находящихся в следующих условиях: загрузке в возрасте $t_0=28$ сут на грузками, соответствующими

$$0,3 \leq (\eta_0) = \frac{\sigma_b(28)}{R_{bn}^N(28)} \leq 0,85,$$

водонасыщение с $t_w=90$ сут, пребывание под нагрузкой в водонасыщенном состоянии до $t=388$ сут, догружение неразрушившихся образцов до разрушения без предварительной разгрузки. Одновременно в возрасте 28, 91, 95, 100, 120 и 388 сут подвергли обычным кратковременным испытаниям незагруженные образцы-близнецы, водонасыщаемые в возрасте $t_w=90$ сут. При кратковременном действии нагрузки испытала 165 призм, при длительном — 21.

Призмы размером $10 \times 10 \times 40$ см изготовляли из бетона естественного твердения на портландцементе прочностью 42 МПа, морском песке и гранитном щебне; состав по массе 1:2,13:3,84; В/Ц = 0,48. В течение 5 сут их выдерживали в стальной опалубке под слоем влажных опилок, затем извлекали из нее и хранили в условиях лабораторного помещения ($T=20 \pm 3^\circ\text{C}$, $W=55 \dots 70\%$).

Кратковременные испытания ранее незагружавшихся образцов проводили на прессе УИМ-50м в соответствии с ГОСТ 24452-80 и ГОСТ 10180-78 (см. таблицу). Длительную нагрузку создавали пружинными установками.

Водонасыщение бетонных образцов в возрасте $t_w=90$ сут осуществляли по всему периметру поперечного сечения [1]. В условиях воздушно-сухого хранения влажность бетона по массе $w_1=$

$=2,43\%$ (естественная влажность), в водонасыщенном состоянии — в среднем $w_2=4,42\%$.

В таблице приведены средние значения кратковременной прочности бетонных призм, находившихся в состоянии естественной влажности R_{bn}^N и водонасыщенных R_{bnw}^N .

При напряжениях, соответствующих $\eta(t_0)=0,85$, развитие деформаций, вызванных водонасыщением, привело к разрушению трех бетонных призм в среднем через 2,25 ч; при напряжениях $\eta(t_0)=0,83$ два образца разрушились в среднем через 12,5 ч, а третий, так же как и все образцы, находившиеся под действием сжимающих напряжений уровня $\eta(t_0) \leq 0,8$, не разрушился в течение всего периода выдерживания под нагрузкой и был разрушен догружением в возрасте 388 сут.

Результаты определения кратковре-

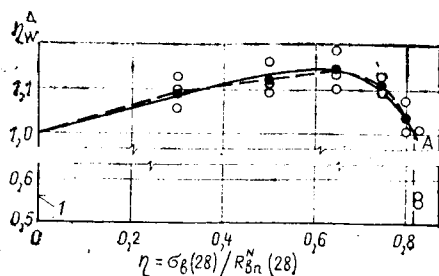


Рис. 1. Влияние длительной нагрузки на прочность образцов бетона при догружении

Кривые: — — — экспериментальная; — по формуле (2) ○ — экспериментальные точки; ● — средние экспериментальные значения;

$$1 - 0,83 R_{bn}^N(28)/R_{bn}^N(388) = 0,56$$

менной прочности при догружении приведены на рис. 1 в виде точек, соответствующих отношениям

$$\eta_w^A = \frac{R_{bnw}^A(388)}{R_{bnw}^N(388)}, \quad (1)$$

где R_{bnw}^A — прочность при догружении образцов, находившихся под нагрузкой в течение 360 сут.

Зависимость η_w аппроксимирована кривой

$$\eta_w^A[\eta(t_0)] = e^{0,1\eta} + 0,2\eta e^\eta - 0,7\eta^2 e^{-4\eta} - 0,35 \operatorname{tg}^3 \eta, \quad (2)$$

где $\eta = \eta(t_0) < 0,83$.

Структура зависимости (2) и ее параметры определены методом случайного поиска из условия минимума суммы квадратов отклонений опытных значений искомых величин и удовлетворения граничного условия $\eta[\eta(t_0)] = 1$. На рис. 1 также нанесена точка А, соответствующая пересечению кривой $\eta_w^A[\eta(t_0)]$ с прямой $\eta_w^A = 1$. Проекция точки А на ось $\eta(t_0)$ соответствует $\eta' = 0,823$. Из рис. 1 видно, что кратковременная прочность бетона, находящегося в условиях длительного действия сжимающих напряжений и подвергающегося водонасыщению, увеличивается. Как и при стационарной влажности, в зоне относительных длительных напряжений $0,3 \leq \eta(t_0) \leq 0,823$ точки, соответствующие разрушению образцов при догружении, расположены выше прямой $\eta_w^A = 1$, т. е. кратковременная прочность ранее загруженных образ-

Характеристики	Возраст бетона, сут, к моменту испытания							
	28	90	90,25	91	95	100	120	388
$R_{bn}^N(t)$, МПа	22,60	27,37	27,37	27,37	27,61	28,40	29,74	32,24
R_{bnw}^N , МПа	—	—	21,02	20,80	22,20	25,18	27,33	33,44

цов больше не только R_{bn}^N (28), но и прочности ранее незагруженных образцов-близнецов к моменту разрушения R_{bn}^N (388). Из полученных данных следует, что при $t=388$ сут относительное длительное сопротивление бетона η_w^0 должно располагаться несколько правее значения η' . Для получения представления о верхней оценке η_w^0 (360) следует вернуться к точкам, соответствующим $\eta(t_0)=0,83$. На рис. 1, кроме точки, относящейся к образцу, разрушившемуся при догружении до $\eta_w^{\Delta}=1,01$, условно (они находятся во временной плоскости $t-t_w=12,5$ ч) показаны две точки, соответствующие образцам, разрушившимся без догружения. Поскольку длительное сопротивление рассматриваемого бетона при $t-t_0=360$ сут не может быть больше η_w^0 , относящегося к $t-t_w=12,5$ ч, то следует считать $\eta(t_0)=0,83$ верхней оценкой длительного сопротивления, т. е. при этом справедливо неравенство

$$0,83 \geq \eta_w^0(360) \geq 0,823. \quad (3)$$

Применительно к опытам, описанным в работе [3] и проводившимся на призмах, выполненных из аналогичного бетона и находившихся в обычных стационарных влажностных условиях, соответствующее неравенство имело вид

$$0,86 \geq \eta_w^0(700) \geq 0,84. \quad (4)$$

Если учесть, что при больших $t-t_0$ кривая длительного сопротивления весьма полого и что для рассматриваемых бетонов относительный предел длительного сопротивления при сжатии близок к $\eta^0(\infty)=0,81$ [4], можно сделать вывод об отсутствии заметного влияния водонасыщения предварительно загруженного бетона на предел длительного сопротивления $\eta^0(\infty)$. Следует отметить, что этот результат получен для бетона, кратковременная прочность которого в рассматриваемом промежутке времени увеличилась в состоянии естественной влажности на 43%, при водонасыщении — на 48% (см. таблицу).

Описанные результаты и данные других опытов [5] показывают, что рассеивание кратковременной прочности бетонных образцов, естественное для одной заливки (в данном случае при $t_0=28$ сут оно не превышало 10%), при нагружениях, достаточно близких снизу к $\eta^0(t)$, может послужить причиной различного поведения бетона: в наименее прочных образцах происходит разуплотнение, заканчивающееся разрушением; в более прочных, так же как и в незагруженных образцах-близнецах, — уплотнение и увеличение сопротивления.

При этом установлено, что водонасыщение загруженного бетона существенно влияет на его длительную прочность при небольших промежутках времени t_w-t_0 . На рис. 2 построены кривые η_w^0 для бетонов, загруженных в возрасте $t_0=28$ сут и замачиваемых, начиная с $t_w=30$ и 90 сут, а также кривая, соответствующая $t_0=t_w=90$ сут. Точки последней кривой свидетельствуют, что при уровне сжимающих напряжений 0,72...0,68 призмы разрушаются в течение 3 ч после замачивания. При увели-

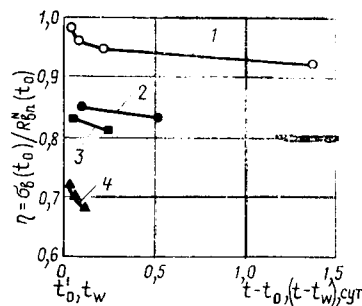


Рис. 2. Кривые длительного сопротивления бетона естественной влажности (○) и водонасыщенного (●, ■, ▲). Возраст бетона к моменту нагружения t_0 и водонасыщения t_w : 1 — $t_0=28$ сут; 2 — $t_0=28$ сут, $t_w=90$ сут; 3 — $t_0=28$ сут, $t_w=30$ сут; 4 — $t_0=90$ сут, $t_w=90$ сут

чению промежутка времени между t_0 и t_w длительное сопротивление растёт и уже при $t_0=28$ сут, $t_w=30$ сут и $t_0=28$ сут, $t_w=90$ сут различается незначительно. Тем не менее, кривая длительного сопротивления при $t_w=90$ сут при малых t_w-t_0 проходит ниже кривой, построенной для такого же бетона, находящегося в условиях стационарной влажности [3].

Для формулировки на основании полученных данных практических рекомендаций необходимо учесть следующее. Во-первых, следует исключить, как маловероятную, возможность полного водонасыщения сразу же после одновременного приложения всей нагрузки. Во-вторых, коэффициент условий работы γ_{e2} , как правило, назначают больше относительного предела длительного сопротивления η^0 . Это связано прежде всего с тем, что в реальных условиях возведения сооружений нагрузку к бетону прикладывают не одновременно, а постепенно; в элементах железобетонных конструкций этот процесс смягчается перераспределением усилий между арматурой и бетоном вследствие его ползучести. Для загруженного бетона в условиях водонасыщения, нельзя исключить

случай достаточно быстрого замачивания, при котором $\gamma_{e13}=\eta_w^0$, т. е. в соответствии с полученными опытными данными назначить $\gamma_{e13}=0,8$ и отнести его к кратковременным воздействиям.

При выборе соответствующего коэффициента в условиях длительных воздействий необходимо учитывать, что СНиП 2.03.01—84 в случае эксплуатации конструкций в условиях благоприятных для нарастания прочности бетона, в частности под водой, рекомендует назначать $\gamma_{e2}=1$. В проведённых же опытах длительное сопротивление водонасыщенных призм осталось на уровне, характерном для обычных условий ($\eta^0 \approx 0,81$). Поэтому логично учесть понижение предела длительного сопротивления бетона, водонасыщаемого в загруженном состоянии, так же, как и бетона, находящегося в состоянии естественной влажности (остальные случаи по табл. 15 СНиП 2.03.01—84) и оценить его введением коэффициента условий работы $\gamma_{e2}=0,9$.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Половец В. И., Черная Л. В. Влияние водонасыщения на деформативность и прочность нагруженного бетона и перемещения железобетонных стержней // Влияние климатических условий и режимов нагружения на деформацию и прочность конструктивных бетонов и элементов железобетонных конструкций: Тез. докл. Республик. научно-техн. конф. — Тбилиси, 1985. — С. 54—55.
2. Калашников Ю. К., Серых Р. Л. Деформативность мелкозернистого бетона с добавкой С-3 в условиях совместного воздействия длительной нагрузки различного уровня и нестационарной влажности окружающей среды // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. — М.: НИИЖБ, 1986. — С. 126—137.
3. Прокопович И. Е., Темнов И. Г. Кратковременное и длительное сопротивление сжатых бетонных стержней // Строительные конструкции. — Вып. 41. — Киев: Будівельник, 1987. — С. 60—62.
4. Прокопович И. Е., Ковалева И. Е. Расчет предела длительного сопротивления бетона при сжатии // Бетон и железобетон. — 1986. — № 9. — С. 29—30.
5. Мазур В. Ф. Особенности влияния длительных нагрузок на напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов и предложения по их учету при определении прочности: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. — Одесса, 1987. — 20 с.

На ВДНХ СССР

Полнооборный способ устройства стены в грунте

На ВДНХ СССР в объединенных павильонах «Строительство» НПО Союзспецфундаментэкспстрой представляет проект устройства подземной части перегрузочного узла в виде стены в грунте, выполняемой полнооборным способом при реконструкции Павлодарского алюминиевого завода.

Способ заключается в устройстве сборной стены в грунте с применением металлических рам жесткости. Технология работ предусматривает прокладку поперечных траншей под защитой глинистой суспензии, в которые устанавливаются и подвешивают на форшахте рамы жесткости; тампонаж поперечных траншей; прокладку продольных траншей, в которых монтируют горизонтальные сборные стеновые панели; разработку группово-

го ядра между рамами и стеновыми панелями.

Для прокладки траншей использовали напорный штанговый грейфер Воронежского экскаваторного завода. Устойчивость стен траншей обеспечивалась суспензией объемной массой 1; 15... 16 г/см³, приготовленной из местных глин Ермаковского карьера. Для обеспечения устойчивости верхней части траншей и в качестве направляющей для ковша грейфера устраивали форшахту. В качестве основных конструктивных элементов применяли металлические рамы размерами 12,0×19,6 м и сборные стеновые панели размером 1,2×6,0 толщиной 0,3...0,5 м.

Рамы монтировали краном СКГ-63 с использованием направляющих кондукторов, стеновые панели — краном РДК-25.

Строительство перегрузочного узла осуществлено СУ-1 треста Павлодарпромстрой. Срок строительства сокращен на 14 мес, трудозатраты снижены на 5070 чел.-дн. Экономический эффект составил 327,4 тыс. р.

Л. И. ЛЕВИН, инж., В. А. РАХМАНОВ, канд. техн. наук (ВНИИЖелезобетон);
Г. М. ТАРНАРУЦКИЙ, канд. техн. наук (НИИЦемент)

Эффективный пластификатор ЛСТМ-2

К важнейшим задачам промышленности сборного железобетона относятся экономное использование материальных ресурсов, прежде всего цемента, увеличение производительности и улучшение условий труда, повышение качества продукции. Перспективным направлением их решения является химизация технологии бетона, в частности применение поверхностно-активных веществ в качестве пластифицирующих добавок.

Разработаны и применяются высокоэффективные разжижители — суперпластификаторы бетонной смеси на основе сульфированных меламин- и нафталин-формальдегидных смол (10—03; С—3; 40—03 и др.). Наряду с суперпластификаторами, применение которых еще ограничено, используют более доступные и дешевые добавки технических лигносульфонатов (ЛСТ) марок А, В и Е по ОСТ 13—183—83, известные как СДБ. Применение ЛСТ позволяет повысить подвижность бетонной смеси с 1...4 до 5...10 см или сэкономить 3...7% цемента. Однако использование ЛСТ нередко сопровождается замедлением гидратации цемента и воздухововлечением, что снижает прочность бетона и ухудшает качество конструкций. В связи с этим возникает необходимость удлинения на 2...4 ч предварительной выдержки и соответственно всего цикла тепловлажностной обработки изделий. Эффективность ЛСТ повышается при совместном использовании с ускорителями твердения, например с сульфатом натрия или нитрит-нитратом кальция и др. В настоящее время широкое применение комплексных добавок сдерживается дефицитом ускорителей твердения.

Наиболее перспективно применение пластификатора цемента и бетона на основе ЛСТ в виде модифицированных продуктов. В мировой практике известны такие способы модифицирования ЛСТ, как очистка и фракционирование, разрушение углеводов и продуктов их окисления, введение пеногасителей, химическое модифицирование лигносульфонатов (окисление, обработка химическими реагентами и др.).

Эти направления в нашей стране реализуются в основном непосредственно на отдельных заводах ЖБИ или товарного бетона. Так готовят добавки ХДСК-1 (механо-химическая обработка щелочью), НИЛ-20 (обработка цементной суспензией), НИЛ-21 (введение пеногасителя пропинола и сульфата натрия), МТС-1 (введение высших жирных спиртов) и др. При дефиците добавок это безусловно оправдано, но ориентация на нецентрализованное производство в целом не открывает широких возможностей.

ВНИИЖелезобетон, НИИцемент и Пермский филиал ВНИИБ Минлесбумпрома

Таблица 1

Портландцемент	Удельная поверхность цемента, см ² /г	Добавка, % массы цемента	Степень гидратации цемента по СаС	
			1 сут	28 сут
Белгородский М 500	3000	—	36,0	82,8
	3000	0,15 ЛСТ	30,1	81,4
	3000	0,15 ЛСТМ-2	34,8	83,2
Амвросиевский М 600	3600	—	42,4	83,6
	3600	0,2 ЛСТ	40,8	82,4
	3600	0,2 ЛСТМ-2	41,3	84,1

СССР изучали эффективность освоения в промышленности сборного железобетона пластификатора ЛСТМ-2 (лигносульфонаты технические модифицированные). Его получают путем оптимизации режима упаривания ЛСТ для улучшения молекулярно-массового распределения и химической их обработки аминокислотными веществами. Это приводит к усилению пластифицирующего действия лигносульфонатов, снижению воздухововлечения и ослаблению действия добавки на замедление гидратации и твердения цемента в начальные сроки (табл. 1).

Благодаря подобранным адсорбционно-диспергирующим свойствам модифицированный продукт можно вводить при помеле для изготовления пластифицированных цементов [1] и с водой затворения непосредственно для пластификации бетонных смесей [2].

Пластификатор ЛСТМ-2 изготавливают на Камском целлюлозно-бумажном комбинате (ЦБК) по ОСТ 13—287—85. Выпуск его составил в тыс. т: в 1985 г. — 10, в 1986 г. — 15, в 1987 г. — 20; к 1990 г. планируется 100 тыс. т, из кото-

рых для изготовления бетонных и железобетонных изделий и конструкций 70 и цемента 30 тыс. т. Предусматривается заменить большую часть используемых ЛСТ более эффективным пластификатором. Намечено также организовать выпуск ЛСТМ-2 на одном из ЦБК в европейской части СССР.

Добавка имеет стабильные свойства, хорошо растворима в воде, не токсична, не взрыво- и не пожароопасна. Гарантийный срок хранения при температуре +5...+25°C — 9 мес. Пластификатор поставляется в 50...60-тонных железнодорожных цистернах в виде водного раствора 47...50%-ной концентрации. В холодное время года добавку при разгрузке необходимо подогревать паром, подаваемым в глухие регистры, опускаемые в цистерну через верхний люк.

В настоящее время проводятся работы по улучшению технологических свойств ЛСТМ-2, снижению вязкости и температуры замерзания, повышению бактерицидной стойкости и др. Это позволяет в 1988 г. организовать выпуск добавки ЛСТМ-2 высшей категории качества.

Добавку следует применять в виде рабочего раствора 5...10%-ной концентрации, приготовляемого из расчета не более суточной потребности механическим перемешиванием товарного продукта и воды в смесителях и подаваемого затем в расходные емкости. Для дозирования раствора рекомендуется применять весовой дозатор жидких химических добавок типа 6145-АД-30-2БЖ, изготавливаемый Кировоградским опытным заводом дозирующих автоматов.

Оптимальная дозировка добавки устанавливается экспериментально с учетом конкретных условий производства, качества применяемых материалов, требований к бетонной смеси и бетону, установленных режимов ТВО изделий.

Введение добавки ЛСТМ-2 изменяет реологические свойства цементного теста: вибровязкость снижается в 2...4 раза или водопотребность при постоянной вязкости на 15...25% (рис. 1). Снижение вязкости теста предопределяет разжиже-

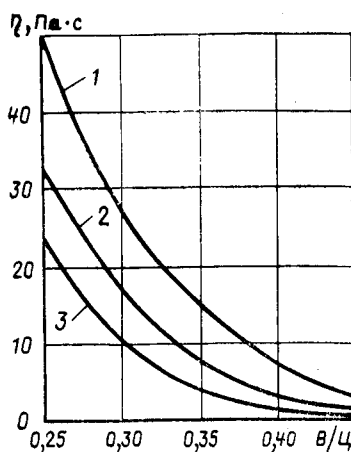


Рис. 1. Влияние ЛСТМ-2 на вязкость цементного теста Белгородского завода
1 — без пластификатора; 2 — с СДБ; 3 — с ЛСТМ-2

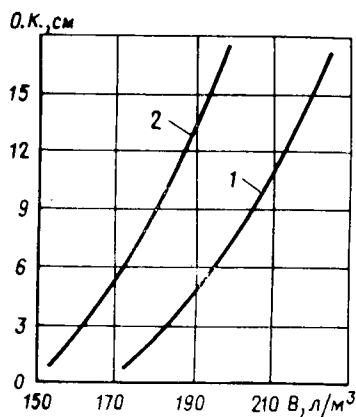


Рис. 2. Влияние добавки ЛСТМ-2 на изменение подвижности и водопотребности бетонной смеси при постоянном В/Ц

1 — без пластификатора; 2 — с ЛСТМ-2

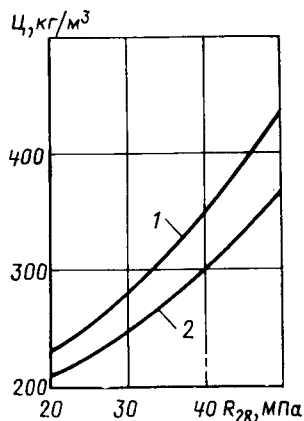


Рис. 3. Расход цемента марки 500 в пропариваемых бетонах разной проектной прочности с 70%-ной отпускной прочностью

1 — без пластификатора; 2 — с ЛСТМ-2

Таблица 2

Марка портландцемента	Вид добавки	Расход материалов на 1 м³ смеси		О. К., см	Прочность пропаренного бетона на сжатие, МПа
		цемента, кг	воды, л		
400	—	310	160	1,0	15,0/28,0
	СДВ	290	155	1,0	15,4/28,4
	ЛСТМ-2	270	140	1,0	15,2/28,2
	—	493	209	6,0	21,9/43,1
	СДВ	493	209	11,0	21,8/43,3
	ЛСТМ-2	493	209	17,0	22,6/42,5
	—	493	209	8,5	22,2/42,8
	СДВ	460	195	8,0	22,5/41,3
500	ЛСТМ-2	435	180	8,0	23,5/42,6
	—	473	198	3,0	41,4/50,3
	ЛСТМ-2	402	159	3,0	45,5/50,9

Примечания: 1. Перед чертой — прочность бетона в возрасте 1 сут, после черты — 28 сут.

2. Портландцемент Белгородского завода; щебень фракций 5...20 мм; мелкий речной песок с $M_k = 1,5$.

кассетного производства без добавки выдерживают около 100 циклов, а такие же с ЛСТМ-2 — до 250 циклов замораживания и оттаивания. При правильном подборе материалов бетоны классов В 25...В 40 из умеренно жестких смесей с ЛСТМ-2 выдерживают более 500 циклов.

Бетонные смеси, пластифицированные добавкой ЛСТМ-2, целесообразно применять при изготовлении конструкций с большой высотой формирования (в кассетных установках, в формах для труб и т. п.).

Эффективность применения пластификатора ЛСТМ-2 определена применительно к смесям на цементах 50 заводов. Установлено, что она снижается как у большинства пластификаторов фенольного и карбоксильного типов с увеличением содержания в цементе C_3A и C_2S , а также тонкодисперсных добавок осадочного происхождения и кислых шлаков, в присутствии в цементе при неполноте обжига клинкера промежуточных фаз C_3A_3 , $C_{12}A_7$ или NC_3A_3 , при использовании цемента с «ложным» схватыванием и заполнителей с повышенным содержанием глинистых примесей.

Многолетняя практика свидетельствует, что добавка ЛСТМ-2 эффективна для промышленных цементов различной номенклатуры. Обобщенные результаты лабораторных и промышленных испытаний ЛСТМ-2 в бетонах на низко- и среднеалюминатных портландцементов с активными минеральными добавками и шлакопортландцементов показывают, что при ее применении осадка конуса бетонной смеси без изменения водосодержания увеличивается с 2...4 до 12...15 см, водопотребность уменьшается на 7...15%, расход цемента в равнопрочных бетонах снижается на 7...12%, прочность бетона без изменения расхода цемента повышается на 15...20%, а морозостойкость бетона при постоянном В/Ц — на марку и более.

Применение ЛСТМ-2 в качестве эффективного пластификатора рекомендовано ГОСТ 26633—85 и СНиП 3.09.01—85.

В настоящее время накоплен положительный опыт использования пластификатора ЛСТМ-2 в промышленности сборного железобетона при изготовлении изделий широкой номенклатуры по поточной и стандовой технологиям и при производстве напорных виброгидропрессованных труб (изготовлено более 10 млн. м³ железобетонных изделий и конструкций). С пластификатором ЛСТМ-2 работает более 80 предприятий сборного железобетона в разных регионах страны, в том числе ПО Курскстройдеталь, ПО Железобетон и ПО Белгороджестрой Минюстроя СССР, Дмитровский ДСК и другие заводы Главмосблестроя, предприятия Главленстройматериалов и Главленгидрострой, Новоборовский завод ЖБИ ПО Укрпромжелезобетон, предприятия Минсвезапстроя СССР и Минводхоза СССР, а также предприятия в Новосибирске, Минске, Владивостоке, Кургане, Чимкенте и др.

На отдельных предприятиях не был достигнут максимальный эффект от использования ЛСТМ-2 из-за нарушений технологических требований: разбавление добавки при разгрузке на складе, хранение разбавленного рабочего раствора более суток, нарушение точности дозирования. При значительной передозировке ЛСТМ-2 качество поверхности изделия может ухудшиться и прочность бетона после ТВО снизиться.

Промышленный опыт показал, что 1 т добавки 47...50%-ной концентрации стоимостью 57 р. обеспечивает получение 1 тыс. м³ пластифицированной бетонной смеси, и следовательно, затраты на пластификатор не превышают 10 к. на 1 м³ бетона. При этом экономия цемента составляет 15...40 кг на 1 м³ бетона, трудозатраты на формирование и текущий ремонт форм снижаются на 10...20%, улучшаются условия труда рабочих и повышается качество продукции.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Тарнарукский Г. М., Юдович Б. Э., Батутина Л. С. Применение добавки ЛСТМ-2 для получения высокопрочных цементов // Цемент. — 1984. — № 8. — С. 13—15.
2. Левин Л. И. Применение пластифицирующей добавки на основе модифицированных технических легносульфатов в производстве сборного железобетона // Совершенствование технологии бетона за счет применения новых химических добавок. — М.: МДНТИ им. Ф. Э. Дзержинского, 1984. — С. 88—92.

А. ШАРИФОВ, Т. ДУСМУРОДОВ, М. Н. ГОЛУБЕВ, кандидаты техн. наук,
Г. КАМОЛОВ, инж. (Таджикский политехнический ин-т)

Опыт применения бетонов с модифицированной лессом СДБ

Работы [1, 2] посвящены модификации сульфитно-дрожжевой бражки для устранения ее замедляющего воздействия на твердение бетона многократной обработки раствора адсорбентом-цементом.

Такое мероприятие улучшает свойства пластификатора только при многократном и продолжительном перемешивании смеси СДБ — цемент. Эффективность полученных таким способом пластификаторов не высока по сравнению с необработанной СДБ.

Авторами разработан более простой и эффективный способ модификации СДБ: раствор СДБ обрабатывают дешевыми адсорбентами, являющимися местными материалами (глина, лесс, керамзитовая пыль, порошок керамического кирпича) интенсивным перемешиванием в течение 1 ч [3].

Модифицированную лессом СДБ получают следующим образом: к 5...10%-ным растворам добавляли измельченный до тонкости помола цемента сухой лесс при различных соотношениях СДБ и лесса и интенсивно перемешивали смесь в течение 1 ч. Лесс измельчается легко, поскольку представляет собой конгломерат тонкодисперсных частиц. По окончании перемешивания и осаждения частиц адсорбента раствор отделяли от осадка фильтрованием, определяли его концентрацию и применяли в составе бетонов в качестве добавки.

Более высокая эффективность применения лесса в качестве адсорбента для модификации СДБ по сравнению с цементной обработкой раствора СДБ связана со свойствами самого лесса. Лесс является однородным по гранулометрическому составу материалом, содержит легкорастворимые в воде соли кальция и магния (более 5% по весу), имеет хорошую водопроницаемость и обладает сравнительно высоким сцеплением частиц [4]. Эти свойства позволяют частицам лесса при перемешивании с раствором СДБ с большой скоростью насыщаться ее компонентами и при десорбции разделить их по фракциям. Развитая удельная поверхность и высокие качества частиц лесса дают возможность при кратковременном перемешивании адсорбента с раствором СДБ поглощать замедляющие компоненты СДБ и модифицировать ее состав.

Свойства модифицированной лессом СДБ и обычной СДБ отличаются. На рис. 1 приведены зависимости вязкости и удельной электропроводности обычной и модифицированной лессом СДБ от соотношения СДБ: лесс при обработке 5%-ного раствора СДБ частицами лесса.

Как видно, при изменении соотношения СДБ: лесс в пределах 1:0...1:9 вязкость добавки сначала заметно снижается, затем стабилизируется и оста-

ется практически постоянной. Снижение вязкости раствора объясняется тем, что СДБ представляет собой полимолекулярную смесь лигносульфонатов и различных органических примесей. При обработке этой смеси частицами лесса на поверхности последних происходит адсорбция составляющих СДБ. При отделении раствора от адсорбента с поверхности частиц лесса десорбируются наиболее низкомолекулярные фракции СДБ, а с частицами лесса удаляются примеси и высокомолекулярные фракции СДБ, которые являются более вязкими и замедляют твердение бетона. В составе модифицированной лессом СДБ остаются очищенные от примесей и от наиболее тяжелых молекул фракции с меньшими молекулярными массами.

Как показано в работе [5], низкомолекулярные фракции СДБ не замедляют скорость твердения бетона. Увеличение удельной электропроводности модифицированной лессом СДБ, по-видимому, вызвано растворением в СДБ неорганических солей состава лесса, которые увеличивают долю электролита в добавке и способствуют ускорению гидратации и твердения цементных минералов.

В лабораторных условиях исследовали свойства бетонной смеси и бетона состава Ц:П:Щ=1:1,791:3,324 при В/Ц=0,5 и удельном расходе цемента 368,5 кг/м³ с применением обычной и модифицированной лессом СДБ обычно портландцемента марки 400 Душанбинского завода, заполнителей из гранитных пород с $M_k=3,29$ и максимальном размере щебня 30 мм. Прочность бетона определяли испытанием образцов-кубов с ребром 10 см, твердевших по режиму 2+3+8+2 ч при температу-

ре 80...85°C, после ТВО и через 28 сут твердения в воздушно-сухом состоянии.

Пластифицирующий эффект модифицированной лессом СДБ оказался таким же, как и обычной СДБ. При расходе добавки 0,3% (массы цемента подвижность бетонной смеси возросла с 2...3 см (для смеси без добавки) до 20 см.

На рис. 2 дано сравнение зависимостей прочности бетона указанного состава от расхода добавки при использовании обычной и модифицированной СДБ, полученной при различных соотношениях СДБ: лесс. Как видно, прочность бетона, содержащего СДБ, заметно снижается с увеличением доли добавки в составе цемента. При использовании модифицированной лессом СДБ, при расходах добавки 0,025...0,25% массы вяжущего, прочность бетона и после ТВО и через 28 сут практически равна или больше прочности бетона без добавки; она значительно превышает прочность бетона с обычной СДБ при соответствующих расходах добавки. При расходе добавки 0,3% прочность бетона с модифицированной лессом СДБ значительно снижается по сравнению с прочностью бетона без добавки, в то же время прочность бетона с обычной СДБ резко уменьшается. Из рис. 2 следует, что наиболее целесообразно применение добавки, полученной модификацией СДБ лессом, при соотношении СДБ:лесс=1:5.

В настоящее время на заводе ЖБК-6 в Душанбе создана промышленная установка для получения добавки для бетонов, где модификацию СДБ осуществляют при соотношении СДБ:лесс=1:(3...5). Модифицированную лессом СДБ

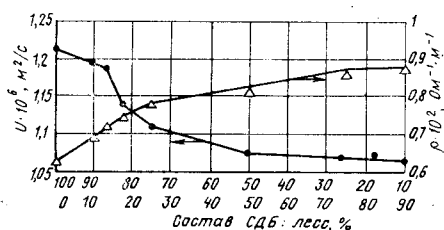


Рис. 1. Зависимость вязкости и удельной электропроводности 5%-ных растворов обычной и модифицированной лессом СДБ от соотношения СДБ: лесс в обрабатываемой смеси

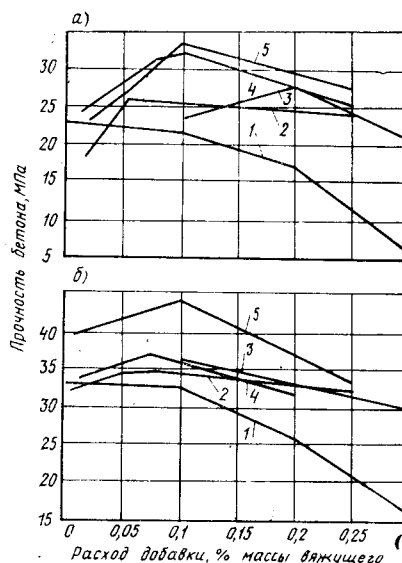


Рис. 2. Зависимость прочности бетона от количества добавки в составе вяжущего после ТВО (а) и через 28 сут (б)
1 — СДБ; 2 — модифицированная лессом СДБ при соотношении 1:3; 3 — 1:5; 4 — 1:9; 5 — 5:1

применяют в составе тяжелого бетона класса В22,5. Использование модифицированной лессом СДБ в составе бетона позволяет, при одинаковых В/Ц, значительно увеличить подвижность бетонной смеси и прочность бетона или снизить удельный расход цемента, а также устранить замедляющий эффект добавки на скорость твердения бетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Пластификатор НИЛ-20 / Ю. С. Черкинский, Р. К. Юсупов, И. С. Князева и др. // Бетон и железобетон. — 1980. — № 8. — С. 8—9.
2. Курамбаев Б. Бетоны с добавкой пластификатора П-20 для гидромелиоративного строительства // Архитектура и строительство Узбекистана. — 1983. — № 9. — С. 36—37.
3. Дусмуродов Т., Голубев М. Н., Шарифов А. Пластификатор бетонов на основе СДБ. — Изв. АН ТаджССР, отд. физ.-

мат. и геол.-хим. наук. — 1984. — № 4. — С. 101—103.

4. Мавлянов Г. А. Генетические типы лесов и лессовидных пород центральной и южной частей Средней Азии и их инженерно-геологические свойства. — Ташкент. 1958. — 437 с.
5. Влияние молекулярных масс СДБ на свойства бетона / Ю. М. Баженов, Е. И. Покровская, К. Н. Рожкова и др. // Бетон и железобетон. — 1980 — № 6. — С. 11—12.

УДК 691.327:539.377

М. Ю. ЛЕЩИНСКИЙ, канд. техн. наук (трест Киеворгстрой)

Об отпускных характеристиках бетона

Нормативные документы устанавливают характеристики основных свойств строительных материалов, в том числе и бетона. Обеспечение этих характеристик при производстве в сочетании с контролем качества является необходимым условием достижения заданной прочности и долговечности конструкций.

Как известно, бетон относится к материалам, прочность которых в первый месяц твердения существенно возрастает. Поэтому в технических условиях на изготовление и приемку, а затем и в первом стандарте, регламентирующем общие технические требования к бетонным и железобетонным изделиям (ГОСТ 13015—67), было признано целесообразным учитывать указанный прирост прочности. Это было реализовано путем нормирования прочности, при которой возможен отпуск конструкций потребителю, т. е. отпускной прочности бетона.

Для большинства сборных конструкций отпускная прочность $R_{отп}$ бетона ниже проектной $R_{проект}$. Если $R_{отп} < R_{проект}$, завод-изготовитель должен гарантировать достижение $R_{проект}$ (соответствующей классу бетона) в возрасте, указанном в нормативном документе на конкретные конструкции, обычно в течение 28 сут.

Значения $R_{отп}$ устанавливают с учетом технологии изготовления конструкций, условий их транспортирования, монтажа и сроков загрузки, климатических условий района строительства и времени года. За период после отпуска конструкций с предприятия-изготовителя до требуемого срока обеспечения $R_{проект}$ последняя, как правило, достигается. Такой подход к назначению отпускной прочности позволяет существенно снизить расход цемента. Следует отметить,

что условия и порядок назначения $R_{отп}$ во всех последовательно утверждаемых нормативных документах изменяются и совершенствуются.

Изменение свойств бетона во времени может быть рассмотрено не только с точки зрения установления $R_{отп}$. Отпускные значения были также предложены для определения свойств бетонной смеси [1].

Исследования структуры бетона во времени показывают, что изменения пористости в процессе твердения, а в ряде случаев и в процессе эксплуатации, как правило, способствуют уменьшению проницаемости и повышению морозостойкости бетона [2, 3, 4]. Измерения водонепроницаемости и морозостойкости показали, что они улучшаются с увеличением возраста бетона [5].

Для бетонов, твердеющих в естественных условиях, рост водонепроницаемости и морозостойкости значительно выше прироста прочности. Так, фильтрация воды через образцы в возрасте 28 сут была в 8 раз меньше, чем в возрасте 7 сут. Дальнейшее твердение приводит к повышению водонепроницаемости бетона в возрасте 90 сут в 3...4,5 раза и в возрасте 1 год — в 5...6 раз по сравнению с водонепроницаемостью в возрасте 28 сут. Морозостойкость бетонов марок F200 и ниже возросла в 2...2,5 раза при испытании в возрасте 3 г. [5].

В тресте Киеворгстрой определены водонепроницаемость и морозостойкость пропаренного бетона с учетом возраста (морозостойкость — по ГОСТ 10060—76; а водонепроницаемость — ускоренным методом с помощью фильтратометров ФМ-2 и ФМ-3 по ГОСТ 12730. 5—84).

Оценку морозостойкости бетона производили по коэффициенту K , представ-

ляющего собой отношение прочности на сжатие основных образцов после определенного числа циклов попеременного замораживания K прочности на сжатие контрольных образцов перед началом испытаний, т. е. соответственно в возрасте 7, 90 и 180 сут. Результаты испытаний приведены в табл. 1.

Как видно из табл. 1, стойкость бетона к попеременному замораживанию и оттаиванию с увеличением возраста повышается. Значение K снижается после 50 циклов с увеличением возраста бетона, хотя во всех случаях оно больше единицы. Уменьшение K можно объяснить тем, что прочность бетона в раннем возрасте более интенсивно растет в период оттаивания образцов. В то же время их замораживание при небольшом числе циклов не приводит к существенным повреждениям бетона. При увеличении циклов деструктивные явления приобретают большее значение, и прочность бетона, замороженного в меньшем возрасте, начинает снижаться более интенсивно.

В пропаренном бетоне (табл. 2) водонепроницаемость увеличивается во времени. Большой ее рост характерен для влажных условий хранения, что соответствует данным [4, 5].

Следует признать, что время испытаний оказывает существенное влияние на водонепроницаемость и морозостойкость бетона, твердеющего в естественных условиях и при тепловой обработке. Во всех случаях значения этих характеристик возрастают.

Для бетона гидротехнических речных сооружений марки по прочности и водонепроницаемости устанавливают в возрасте 180 сут (СНиП II-56-77), что обеспечивает существенную экономию цемента. Технические правила ТП 101-81 предусматривают назначение проектной марки с учетом реального срока загрузки, но только по прочности и только массивных монолитных конструкций.

Что касается сборных конструкций, проектируемых по СНиП 2.03.01—84, то имеются следующие указания нормативных документов в части сроков определения марок по морозостойкости и водонепроницаемости.

По ГОСТ 10060—87 испытание проводят в возрасте, установленном нормативно-технической и проектной документацией, при достижении бетоном прочно-

Т а б л и ц а 1

Возраст бето-на к началу испытаний на морозо-стойкость, сут	Прочностные характеристики бетона					
	перед нача-лом испыта-ний на моро-зостойкость	после попеременного замораживания и оттаивания, циклов				
		50	75	100	150	200
7	25,4	40,1/1,58	19,8/0,78	Образцы разрушились		
90	33,6	48,2/1,43	38,1/1,13			
180	44,5	53,1/1,19	49,4/1,11	46,3/1,04	43,9/0,99	Образцы раз-рушились 35,9/0,81

Примечание. Перед чертой — в МПа, после черты — коэффициент K .

сти на сжатие, соответствующей классу (марке). Для легкого бетона средней плотностью менее 1500 кг/м³ по ГОСТ 7025—78 испытания на морозостойкость начинают не ранее чем через 7 сут для пропаренных и через 28 сут — для бетонов естественного твердения.

В нормативно-технической документации не приводится каких-либо указаний на сроки определения марок бетона по водонепроницаемости (кроме гидротехнического бетона). По аналогии с определением морозостойкости по новому стандарту срок определения проектной марки тяжелого бетона по водонепроницаемости можно принять по достижении проектной прочности на сжатие.

Однако во многих случаях бетон сборных конструкций подвергается внешним воздействиям, сопротивление которым обеспечивается проектными марками по водонепроницаемости и (или) морозостойкости, в сроки значительно более длительные, чем срок достижения проектной прочности. Например, наиболее распространенными конструкциями жилищно-гражданского строительства, к бетону которых предъявляют требования по морозостойкости и водонепроницаемости, являются сваи. Однако для бетона свай $R_{отп} = R_{проект}$. Поэтому во многих случаях для свай, изготовленных в весеннее и летнее время года, проектная морозостойкость потребует не ранее чем через 90...180 сут. Фактическая морозостойкость их бетона к этому времени будет больше проектной и фактической морозостойкости бетона тех свай, которые изготовлены в осеннее и зимнее время. Подобные примеры можно привести и для других сборных конструкций.

Заданные значения морозостойкости (начиная с F100) и водонепроницаемости (начиная с W 4) во многих случаях достигаются за счет дополнительного расхода цемента, предусмотренного СНиП 5.01.23—83. Поэтому обоснованное снижение отпускных характеристик морозостойкости $F_{отп}$ и водонепроницаемости $W_{отп}$ позволит в ряде случаев снизить расход цемента. Необходимо отметить, что указанные нормы предусматривают твердение бетона сборных конструкций в естественных условиях, а также при тепловой обработке, поэтому должны быть приняты соответствующие значения отпускных характеристик бетона.

Выводы

Поскольку в процессе твердения бетона происходит не только рост его прочности, но повышаются морозостойкость и водонепроницаемость, целесообразно установить отпускные значения этих характеристик.

В ряде случаев $F_{отп}$ и $W_{отп}$ могут быть ниже соответствующих проектных марок. Отпускные значения этих характеристик должны назначаться с учетом вида бетона, условий его твердения, климатических условий, времени года, вида конструкций, условий их эксплуатации или хранения до начала воздействий жидкой среды и мороза. Очевидно, следует предусмотреть согласование значений $F_{отп}$, $W_{отп}$ с проектным институтом и строительной организацией, применяющей конструкции. На начальном этапе снижения $F_{отп}$ и $W_{отп}$ против проектных значений не должно превышать одной марки, а для бетона, твердевшего без тепловой обработки во влажных условиях, значения $W_{отп}$ двух марок. Ана-

Таблица 2

Группа образцов	Водонепроницаемость бетона в возрасте, сут			
	7	90	180	360
1	$2 \cdot 10^{-8}$ W 2	$6,3 \cdot 10^{-9}$ W 4	$3,5 \cdot 10^{-9}$ W 4	$2,2 \cdot 10^{-9}$ W 4
2	$7,7 \cdot 10^{-9}$ W 2	$1,1 \cdot 10^{-9}$ W 6	$1,2 \cdot 10^{-11}$ W 12	$7,4 \cdot 10^{-10}$ W 10
3	$2,9 \cdot 10^{-9}$ W 4	$4,1 \cdot 10^{-9}$ W 4	$6,9 \cdot 10^{-10}$ W 6	$3,1 \cdot 10^{-10}$ W 8
4	$5,5 \cdot 10^{-9}$ W 4	$2,4 \cdot 10^{-10}$ W 8	$1,3 \cdot 10^{-11}$ W 12	$2,5 \cdot 10^{-11}$ W 12

Примечание. Образцы 1 и 3 групп хранили в камере нормального хранения, 2 и 4 групп — во влажном грунте. Над чертой — $K_{ф}$, см/с; под чертой — марка по водонепроницаемости.

логично $R_{отп}$ предприятие-изготовитель обязан гарантировать достижение проектных значений морозостойкости и водонепроницаемости в установленные нормативно-проектной документацией сроки. Это потребует проведения необходимых предварительных и текущих испытаний.

Нормы предусматривают определение водонепроницаемости и морозостойкости не реже одного раза в 6 мес. При переходе на выпуск конструкций, у которых значения $F_{отп}$ и $W_{отп}$ ниже проектных, целесообразно контролировать харак-

теристики более часто, например, не реже одного раза в 3 мес. Частоту определения водонепроницаемости можно установить с учетом рекомендаций [6], позволяющих с заданной надежностью осуществлять контроль этой характеристики. ГОСТ 10060—87 и ГОСТ 12730.5-84 дают возможность реализовать оперативный контроль. Возможно, в ряде случаев будет необходима проверка достижений проектных значений водонепроницаемости и морозостойкости.

Введение отпускных значений для ряда нормированных характеристик бетона позволит снизить расход цемента, уменьшить число необоснованно забракованных конструкций, снизить стоимость строительства.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Миронов С. А., Малинский Е. Н. Основы технологии бетона в условиях сухого жаркого климата. — М.: Стройиздат, 1985. — 316 с.
2. Горчаков Г. И., Капкин М. М., Скрамтаев Б. Г. Повышение морозостойкости бетона в конструкциях промышленных и гидротехнических сооружений. — М.: Стройиздат, 1965. — 194 с.
3. Иванов Ф. М. Защита железобетонных транспортных сооружений от коррозии. — М.: Транспорт, 1968. — 176 с.
4. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты / В. М. Москвин, Ф. М. Иванов, С. Н. Алексеев, Е. А. Гузеев. — М.: Стройиздат, 1980. — 536 с.
5. Стольников В. В., Губарь А. С., Судаков В. Б. Влияние возраста бетона на его основные технические свойства. — М.: Л.: Госэнергоиздат, 1960. — 67 с.
6. Гузеев Е. А., Пристромко О. А., Чернышев Ю. П. Об оперативном контроле водонепроницаемости бетона // Бетон и железобетон. — 1987. — № 7. — С. 36.

На ВДНХ СССР

Строительство насосной станции

Подземная часть насосной станции промстоков Павлодарского тракторного завода представляет собой круглое в плане сооружение с внутренним диаметром 24 м и отметкой низа дна —11,8 м. По первоначальному проекту подземную часть предполагалось выполнять опускным колодцем с толщиной стен 1,8. Однако сложные гидрогеологические условия площадки строительства требовали больших материальных и трудовых затрат, связанных с водоотливом и погружением стакана насосной.

В НПО «Союзспецфундаменттяжстрой» проведены исследования и разработан проект устройства наружных стен этого сооружения способом «стена в грунте» из сборно-монолитных конструкций в виде двухслойной панели. Одна ее часть представляет собой сборные железобетонные элементы с выпусками арматурного каркаса, а вторая, монолитная, бетонируется под глинистой суспензией непосредственно в траншее.

В сборно-монолитной конструкции подземной части использованы сборные железобетонные панели размером 10×1,2

×0,24 м с выпусками продольной и поперечной арматуры. Монолитная часть предусматривалась толщиной 0,33 м. В местах установки сальников большого диаметра устраивались участки монолитной «стены в грунте».

Для отрывки траншеи использовали напорный штанговый грейфер Воронежского экскаваторного завода на базе экскаватора ЭО-5122 с шириной ковша 0,6 м. Устойчивость стен траншеи обеспечивалась глинистой суспензией объемной плотностью 1,15...1,16 г/см³, приготовленной из местных глин Ермаковского карьера.

Для обеспечения устойчивости верха траншеи и направленного движения грейфера из фундаментных блоков пришлось сделать форшахту. Сборные железобетонные панели монтировали краном РДК-25. Панели подвешивали на форшахте с помощью коротких двутавровых балок и монтажных уголков, а захватки для бетонирования монолитной части разделяли трубами.

Монолитную часть стены бетонировали методом ВПТ с использованием бетонолитной трубы и загрузочного бункера. На нижнем конце трубы укрепили вибратор, что позволило применить бетонную смесь с осадкой конуса 8...12 см.

Предложенный способ позволил снизить стоимость строительства на 52 тыс. р., вдвое сократить его сроки, сэкономить 65 т цемента и 26 т арматуры. Строительство насосной станции вело треста Павлодарпромстрой.

УДК 69.057.12-413.002.237

Л. Г. РУДЕРМАН, канд. техн. наук, Э. В. КИМ, инж. (ЦНИИЭП жилища)

Интенсификация производства крупнопанельных изделий

Интенсификация представляет собой такое направление в развитии предприятий, при котором увеличение выпуска продукции достигается путем повышения технического уровня производства, совершенствования его организации, применения ресурсосберегающих приемов изготовления продукции и технологии. В ней материализуются результаты научно-технического прогресса, совершенствования системы управления, планирования и механизма хозяйствования. При этом опережающая роль положительных результатов производства по отношению к текущим затратам все время возрастает. И чем выше это опережение, тем быстрее растет эффективность.

Интенсификация предполагает сбережение времени на всех стадиях общественного производства, что достигается ускорением научно-технического прогресса, быстрее внедрением его достижений в практику, обязательным сокращением временного разрыва между затратами и получаемым эффектом, так называемого временного лага. Чем он короче, тем меньше ресурсов временно омертвляется. Сокращение временного лага особенно важно в длительных инвестиционных процессах, включающих проектирование, строительство (реконструкцию) и полное освоение проектных мощностей вводимых в действие предприятий.

В системе интенсифицирующих факторов решающая роль принадлежит воспроизводственным, среди которых главными являются техническое перевооружение, реконструкция и расширение предприятий. Несмотря на то, что между этими тремя формами существует много общего, есть и различия. Отсутствие четкого разграничения между формами расширенного воспроизводства приводит к тому, что под видом реконструкции иногда осуществляют новое строительство без должного обновления действующего оборудования, под видом технического перевооружения — расширение производства, т. е. искажают, а иногда, для получения сиюминутного выигрыша сознательно игнорируют правила обновления производственных фондов предприятий.

Для совершенствования планирования и организации инвестиционных процессов в 1984 г. были уточнены методические положения, раскрывающие содержание и состав работ по каждой из перечисленных форм расширенного воспроизводства. В соответствии с этими и другими документами, а также теоретическими и практическими предпосылками можно сформулировать дифференци-

рованное содержание каждой из перечисленных форм интенсификации производства.

Техническое перевооружение — обновление активной части основных фондов в результате внедрения новой техники и технологии, модернизации, технического усовершенствования и замены старых и изношенных машин и оборудования новым, повышения уровня механизации и автоматизации производственных процессов и т. п. Расширение производственных площадей и увеличение численности работающих не допускается.

Реконструкция — полное или частичное переоборудование и переустройство производства, как правило, без расширения действующих цехов основного производственного назначения. Новое строительство и расширение возможны только по вспомогательным и обслуживающим объектам. По основным производственным объектам строительство и расширение разрешаются в том случае, если их дальнейшая эксплуатация по техническим и экономическим условиям нецелесообразна, а также если новое более совершенное оборудование нельзя разместить на существующих производственных площадях.

Расширение — создание новых производственных площадей или реконструкция, но с преобладанием строительных работ, предусмотренных проектно-сметной документацией с соответствующим обоснованием необходимости их проведения по экономическим, хозяйственным и техническим соображениям.

От характера и содержания интенсификации зависит и ее отдача. Так, при техническом перевооружении прирост объемов производства имеет минимальное значение, так как мобилизация внутренних резервов имеет ограниченные и быстро достигаемые во времени пределы. Показателем, характеризующим эффективность технического перевооружения, является коэффициент использования производственной мощности. При его значении 0,95...1,0 возможности интенсификации производства путем технического перевооружения следует считать исчерпанными.

Интенсификация, связанная с реконструкцией предприятия, обеспечивает прирост выпуска продукции на 30...60%, а при расширении — на 60...100%.

Массовая реконструкция предприятий домостроения необходима не только при возникновении острого дефицита в железобетонных изделиях, моральном или физическом износе основных производственных фондов, но и при изменении номенклатуры продукции.

Капитальные изменения заводской номенклатуры изделий являются следствием периодической смены серий типовых проектов индустриальных зданий, необходимой для удовлетворения постоянно растущих требований к качеству жилища.

Следует иметь в виду, что под интенсификацией производства подразумевается комплекс целенаправленных действий, последовательно осуществляемых во времени. Интенсификация всегда начинается с главного технологического передела (цеха) предприятия, который определяет его производственную мощность и затем распространяется на все остальные, постепенно подтягивая мощность каждого из них до уровня главного.

На предприятиях индустриального домостроения интенсификация начинается, как правило, с формовочного цеха с расположенными в нем технологическими линиями по изготовлению панелей наружных, внутренних стен и панелей перекрытий. Затем интенсификации подлежат формовочные линии по изготовлению сантехкабин, доборных изделий, арматурный цех со складом металла, бетоносмесительный цех со складами вяжущих и заполнителей, склад готовой продукции, а также вспомогательные производства: ремонтно-механический цех, котельная, компрессорная и др.

Систематизируя и анализируя обширные материалы по интенсификации производства, можно в первом приближении установить объемы и содержание реконструкционных работ и количественные характеристики каждой из форм воспроизводства основных фондов предприятий с учетом целей и задач, которые при этом должны быть решены.

В зависимости от конкретных условий строительства, состояния и технического уровня имеющейся базы каждая форма воспроизводства декомпозируется на три фазы: малую, среднюю и генеральную. Цель и задачи технического перевооружения, реконструкции и расширения предприятий на каждой из них конкретизируются и подкрепляются соответствующими материальными ресурсами (см. таблицу). Для оценки методов и фаз воспроизводства принимаются показатели: индекс увеличения производственной площади $I_{п.п.}$, индекс увеличения численности рабочих $I_{ч.р.}$, потребность в капитальных вложениях K и индекс роста выпуска продукции I_m

$$I_{п.п.} = S/S_1,$$

где S и S_1 — производственная площадь соответственно до и после технического перевооружения, реконструкции, расширения.

$$I_{ч.р.} = \chi_p/\chi_p',$$

где χ_p и χ_p' — численность работающих соответственно до и после технического перевооружения, реконструкции, расширения

$$I_m = M/M_1,$$

Формы воспроизводства	Фазы воспроизводства	К, млн. р.	$I_{п.п.}$ м ²	$I_{ч.р.}$ чел.	$I_{м.}$ %
Техническое перевооружение	Малое	0,2	—	—	10
	Среднее	0,2—0,3	—	—	10—15
	Генеральное	0,5—1,0	—	—	15—20
Реконструкция	Малое	0,3	1,05	1,05	30
	Среднее	0,5—1,5	1,05—1,1	1,05—1,1	30—45
	Генеральное	1,5—3,0	1,1—1,2	1,1—1,2	45—60
Расширение	Малое	2—4	1,2—1,3	1,1—1,2	60
	Среднее	4—6	1,3—1,5	1,2—1,7	60—80
	Генеральное	6—8	1,6—2,0	1,7—1,8	80—100

где M и M_1 — производственная мощность предприятия, соответственно до и после технического перевооружения, реконструкции, расширения.

При малом техническом перевооружении номенклатура заводской продукции изменяется на 10...20%, т.е. примерно на одну блок-секцию. Приблизительно в такой же пропорции меняется парк форм и оснастки. При переходе к гибкой организации производства путем переконфигурации формовочного цеха изыскивается дополнительная производственная площадь для переналадок и хранения форм и оснастки. Проводится модернизация и технические усовершенствования оборудования и при необходимости частичная замена физической и морально устаревших машин и механизмов.

При среднем техническом перевооружении номенклатура заводской продукции изменяется на 40...60% (2...3 блок-секции или новый типовой проект) и соответственно меняется парк металлических форм и оснастки. Наряду с

модернизацией и техническим усовершенствованием действующего оборудования можно производить его замену не только в формовочном цехе, но и на узких местах других технологических переделов.

При генеральном техническом перевооружении номенклатура заводской продукции меняется полностью: парк форм и оснастки на 70...80%. Все малотиражные изделия изготовляют только в переналаживаемых формах с организацией специальных постов. Производится расшивка узких мест по всем технологическим переделам путем замены устаревшего оборудования новым.

Малая реконструкция помимо всех элементов аналогичной фазы технического перевооружения включает в себя небольшое изменение пассивной части основных фондов: перепланировку бытовых, складских и производственных помещений.

При средней реконструкции, которая также включает в себя все работы сред-

ней фазы технического перевооружения, допускается расширение производственных площадей в формовочном цехе (удлинение пролетов), арматурном и бетоносмесительных цехах, на складах заполнителей, цемента и готовой продукции.

При генеральной реконструкции устаревшие технологические линии заменяются новыми со всем комплектом машин и оборудования, перестраиваются камеры тепловлажностной обработки, внедряются более прогрессивные технологические параметры производства, повышается пропускная способность остальных технологических переделов.

Малое расширение предусматривает достройку одного или двух пролетов формовочного цеха и при необходимости соответствующее увеличение пропускной способности других технологических переделов, обеспечивающих проектную производительность всех линий формовочного цеха.

При среднем расширении на существующей промышленной площадке вводятся в эксплуатацию новые мощности в объемах, в 1,3...1,5 раза превышающие базисный уровень. Расширению подлежат все необходимые (в соответствии с проектом) технологические переделы, подъездные и транспортные пути, инженерные коммуникации и др.

При генеральном расширении мощность действующего предприятия можно увеличить вдвое со всеми вытекающими отсюда объемами работ и капитальных вложений.

Заводское производство

УДК 621.791.03:691.87-427

М. Д. РОЖНЕНКО, канд. техн. наук (НИИЖБ); В. А. ДОРОФЕЕВ, инж. (ДСК Главтюменьстроя)

Сварочные клещи для сборки объемных арматурных каркасов

В крупнопанельном домостроении для арматурных каркасов применяют в основном арматурную сталь диаметром 3...12 мм классов Вр-I и А-III марки 35ГС, дуговая электроприхватка которых запрещена СНиП 2.03.01—84. Вязка объемных каркасов очень трудоемка и не обеспечивает требуемого качества, так как при транспортировании и установке каркасов в формы составляющие детали смещаются.

Для сборки объемных арматурных каркасов контактной точечной электросваркой электротехническая промышленность выпускает подвесные сварочные установки МТП-1110, МТП-1111, МТПП-75. Конструкция этих установок почти одинакова, так как все они оснащены сварочными клещами КТП-8-2, реле цикла сварки РКС (РЦС), трансформаторами ТВК-75 и тиристорными контакторами. К сожалению, установки пред-

назначены в основном для сварки листового проката на предприятиях машиностроения и неудобны для сборки объемных арматурных каркасов на предприятиях стройиндустрии. При этом предприятия машиностроения являются заказчиками примерно 30% этих установок, а остальные 70% поступают на заводы КПД и ЖБИ.

Более десяти лет неоднократно попытки предприятий стройиндустрии различных организаций Госстроя СССР и Минстройдормаша СССР добиться от электротехнической промышленности создания и выпуска облегченных сварочных клещей не дали положительных результатов. Наоборот, в начале 80-х годов Ленинградский завод «Электрик» вместо тяжелых (массой 15 кг) и неудобных в работе подвесных сварочных клещей КТП-I, которые можно облег-

чить к выпуску непригодных для сборки объемных каркасов и еще более тяжелых подвесных клещей КТП-8-2. При этом при их приемке, аттестации и перепроверке уже в течение десяти лет в межведомственную комиссию не приглашают представителей предприятий стройиндустрии и организаций Госстроя СССР, т.е. предприятия Минэлектротехпрома СССР занимаются самоаттестацией заранее бракованной продукции, которая в таком виде не будет использована на производстве.

В создавшейся обстановке многие заводы ЖБИ-I изготавливают арматурные изделия с нарушением нормативных требований, что препятствует их переходу на госприемку. Десятки передовых предприятий вынуждены в построчных условиях создавать своими силами или модернизировать выпускаемые промышленностью сварочные клещи.

Более десяти лет Тушинский завод ЖБИ-I в Москве для сборки объемных каркасов на вертикальных установках СМЖ-286 успешно применяет облегченные клещи собственной конструкции*. Попытка наладить их серийный выпуск на Ленинградском заводе «Электрик» пока не дала положительных результатов.

*Рожненко М. Д., Самовский И. М., Пикулин К. А. Сварочные клещи для укрупнительной сборки объемных арматурных каркасов // Бетон и железобетон. — 1976. — № 12. — с. 31—32.

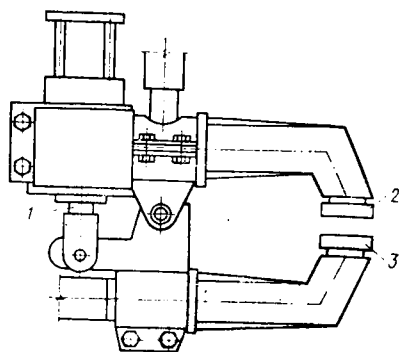


Рис. 1. Сварочные клещи Нижневартковского ДСК для сборки арматурных каркасов в горизонтальном положении
1 — шток пневмоцилиндра; 2 — верхний неподвижный электрод; 3 — нижний подвижный электрод

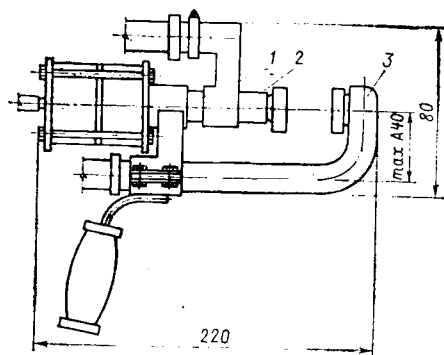


Рис. 2. Сварочные клещи Тюменского ДСК для сборки каркасов на вертикальных установках
1 — шток пневмоцилиндра; 2 — подвижный электрододержатель с электродом; 3 — неподвижный электрододержатель с электродом

Удачную и удобную в работе конструкцию сварочных клещей для сборки арматурных каркасов на горизонтальных установках разработали и применяют рационализаторы Нижневартковского ДСК (рис. 1). Клещи отличаются от стандартных меньшей массой, удобной подвеской, рациональным расположением поддерживающих ручек и кнопки включения.

Клещи Тушинского завода ЖБИ-1 и Нижневартковского ДСК отличаются от стандартных рабочим органом, т.е. сварочной головкой и подвеской. Трансформаторы и автоматика регулирования режимов сварки не изменены. Дорогое, тяжелое и ненадежное в эксплуатации реле цикла сварки РКС-601 заменено на этих предприятиях ранее выпускавшимся простым в эксплуатации ламповым реле времени РВЭ-7-1. Их замена на электротехническую схему РКС (РЦС) усложняет обслуживание сварочных клещей, требует при запуске в работу и дальнейшем ремонте высококвалифицированных специалистов, которых пока нет на предприятиях стройиндустрии. Единичная стоимость этих реле повысилась на 700...800 р., а надежность в работе снизилась в 3...4 раза.

Три модели облегченных и удобных в работе сварочных клещей УС-2 с различными вылетами хобота разработал для вертикальных установок Чебоксарский филиал СКТБ Стройиндустрия Минсезаппарата СССР. Эти модели име-

ют вылеты хобота 50, 150 и 210 мм и соответственно массу 5,3; 5,9 и 6,3 кг. Небольшая масса клещей достигнута благодаря облегчению конструкций литого силуминового корпуса и подвижного электрододержателя, выполненного в виде двухстороннего штока пневмопривода. Корпуса и остальные детали трех моделей клещей, кроме электрододержателей, взаимозаменяемы. Централизованное изготовление клещей на одном из подведомственных механических заводов позволяет меньшими затратами оснастить ими предприятия стройиндустрии этого министерства.

Изучая опыт передовых предприятий и конструкции выпускаемых подвесных сварочных установок, рационализаторы Тюменского ДСК при участии сотрудников НИИЖБа разработали и внедрили в производство облегченные сварочные клещи несколько отличающейся конструкции для вертикальной установки СМЖ-286 (рис. 2). Массу сварочной головки клещей удалось снизить до 5,5 кг. С передвигаемых по панели сварочных трансформаторов сняты и помещены в стационарный шкаф тиристорные контакторы и другая пускорегулирующая аппаратура, в результате чего масса перемещаемого по монорельсу оборудования снизилась вдвое, а объем установки уменьшился примерно в 3 раза (рис. 3).

Анализ конструкции рабочих органов сварочных клещей показал, что их масса в основном связана с наличием при сварке в хоботе изгибающего момента, пропорционального произведению усилия сжатия электродов на расстояние между осями хобота и электродов. Усилие сжатия электродов подобрано из условия сварки стержней максимальных диаметров и обеспечивается пневматическим двухпоршневым цилиндром. При большем усилии сжатия электродов должен быть больше диаметр пневмоцилиндра, а вместе с ним и расстояние между хоботом и электродами. Для сварки крестообразных соединений аппаратуры это расстояние не должно быть более 30 мм в свету, однако на промышленных установках оно примерно в 2 раза выше и не может быть меньше наружного радиуса пневмоцилиндра, толкающего подвижный электрод. Учитывая, что в крупнопанельном домостроении в крестообразных соединениях оптимальные диаметры свариваемой арматуры при сборке объемных каркасов составляют 5+8 мм, а максимальные не превышают 6+12 мм (подъемные петли и анкеры закладных деталей) и применяются в 10 раз реже, требуемое усилие сжатия электродов подобрано в разработанных сварочных клещах по оптимальным диаметрам свариваемой арматуры. Это позволило уменьшить наружный диаметр пневмоцилиндра и приблизить сварочные электроды к хоботу до 45 мм (размер по осям). При этом хобот сварочных клещей применяли круглого и квадратного сечения. Изготовить хобот квадратного сечения сложнее, но момент его сопротивления на 60 % больше. Водяное охлаждение осуществляется только в токоподводящей и контактной части кабеля, а также в месте их подсоединения к клещам. Электроды имеют частично водяное охлаждение (из-за высокой теплопроводности охлаждаемые со стороны подводки кабеля детали клещей оттягивают тепло от

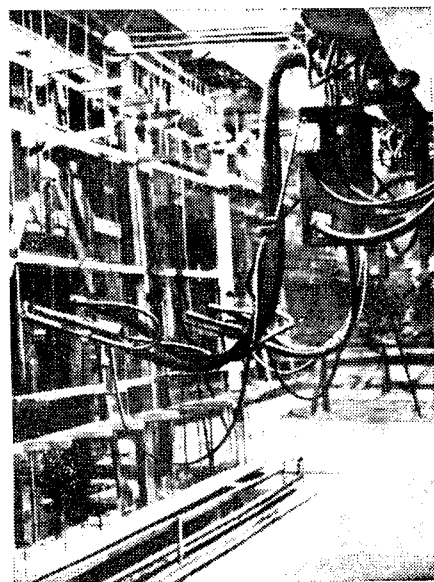


Рис. 3. Общий вид установки для сборки объемных каркасов

электродов) и частично воздушное.

Всего изготовлено пять клещей, один из которых работает при сборке каркасов доборных изделий около года, четверо клещей применяют для сборки объемных каркасов панелей внутренних стен.

Эксплуатация клещей показала достаточную их надежность. Однако целесообразно наладить их серийное производство, так как детали клещей быстро срабатываются и постоянно их восстанавливать в условиях ДСК трудно. Периодическое изготовление клещей малыми партиями при отсутствии меди, изоляционных материалов и дюралюминиевых сплавов обходится комбинатам в десятки раз дороже серийно выпускаемой продукции.

Выводы

Для сборки объемных каркасов на предприятиях стройиндустрии заводы электротехнической промышленности должны создать и освоить серийный выпуск специальных облегченных клещей нескольких типов в зависимости от диаметров свариваемой арматуры и расположения каркасов при сборке в горизонтальном или вертикальном положении. Строительным министерствам целесообразно учесть опыт Минсезаппарата СССР и наладить серийный выпуск клещей на подведомственном им ремонтно-механическом заводе для оснащения своих предприятий стройиндустрии. Это позволит сократить дублирование разработок и снизить высокую стоимость их изготовления.

При производстве подвесных сварочных установок с клещами необходимо комплектовать их простой и надежной в эксплуатации пускорегулирующей аппаратурой, не требующей высококвалифицированных специалистов.

Учитывая преимущества облегченных сварочных клещей Чебоксарского филиала СКТБ Стройиндустрия, Нижневартковского и Тюменского ДСК, целесообразно назначить межведомственную комиссию по испытанию и отбору нескольких типов клещей к серийному производству, выпуск которых необходимо наладить на одном из предприятий Минэлектротехпрома СССР.

Л. Г. ШПЫНОВА, д-р техн. наук, проф., М. А. САНИЦКИЙ, канд. техн. наук,
О. Я. ШИЙКО, инж. (Львовский политехнический ин-т); О. С. Иванова, канд. техн.
наук (НИИЖБ)

Безгипсовый портландцемент с добавкой поташа для зимнего бетонирования

При ускоренном развитии производственных сил Крайнего Севера, Сибири и Дальнего Востока все более важной становится проблема повышения эффективности строительства в зимних условиях. Наиболее простым, а часто и единственно возможным в условиях отрицательных температур является безобогревный метод бетонирования, основанный на применении противоморозных добавок.

Одной из эффективных противоморозных добавок, не вызывающей коррозии арматуры, является поташ. Достаточно низкая эвтектическая температура водного раствора поташа ($-36,5^{\circ}\text{C}$) позволяет использовать его при бетонировании до $t = -25^{\circ}\text{C}$ [1]. При этом дозировка его составляет 12...15% массы цемента, что приводит к значительному удорожанию бетонных работ. Кроме того, бетонные смеси с добавкой поташа из-за быстрого загустевания не технологичны, что сдерживает широкое применение этой добавки при монолитном строительстве. Введение замедлителей схватывания (ЛСТ, НТФ и др.) не всегда позволяет улучшить технологические свойства смесей.

Исследование структурообразования портландцементов с добавками поташа показало [2], что уже в самый ран-

ний период гидратации поташ взаимодействует с гипсом, содержащимся в портландцементе для регулирования сроков схватывания. При этом часть поташа (около 4% массы цемента) расходуется на обменную реакцию с гипсом с образованием кальцита CaCO_3 и арканита K_2SO_4 , который не является противоморозной добавкой. Поэтому при температурах $0...-5^{\circ}\text{C}$ минимальное количество поташа составляет 5...6% массы цемента [1].

При более низком содержании поташа образуется комплексное нерастворимое соединение сингенит — $\text{K}_2\text{Ca}(\text{SO}_4)_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$, что приводит к быстрому схватыванию цементного теста и загустеванию бетонной смеси. Следовательно, в бетонных смесях с добавкой поташа из состава вяжущего необходимо исключить традиционный замедлитель схватывания — гипс, т. е. использовать портландцемент без добавки гипса.

Установлено [2], что эффективным регулятором сроков схватывания, активно влияющим на твердение бетона на безгипсовом портландцементе на морозе, является комплексная добавка ЛСТ и поташ. Ниже приведены данные сравнительных испытаний бетона на рядовом и безгипсовом портландце-

ментах Ивано-Франковского ЦШК ($\text{C}_3\text{S} - 61,2\%$, $\text{C}_2\text{S} - 14,6\%$, $\text{C}_3\text{A} - 5,8\%$, $\text{C}_4\text{AF} - 15,8\%$) с удельной поверхностью $280 \text{ м}^2/\text{кг}$. Образцы, твердевшие на морозе, испытывали после оттаивания в течение 4 ч.

Как видно из рис. 1, бетонные смеси на рядовом портландцементе с добавками поташа и 0,5% ЛСТ загустевают в течение 20 мин после приготовления. Даже увеличение количества ЛСТ до 1,0% массы цемента не позволило получить смеси, пригодные для перевозок в течение 1 ч. Быстрое загустевание приводит к формированию рыхлой крупнопористой структуры цементного камня, служит причиной снижения прочности и морозостойкости бетонов с добавкой поташа. Бетонные смеси на безгипсовом портландцементе с добавками 2,5...10% поташа и 0,5...1,0% ЛСТ характеризуются более длительным (в 2...3 раза) периодом начала схватывания, их можно использовать для товарного бетона.

Влияние дозровок поташа и ЛСТ на прочность бетона класса В, твердевшего в течение 28 сут при температуре -15°C , представлено на рис. 2. Анализ показывает, что прочность увеличивается пропорционально содержанию добавки поташа и достигает мак-

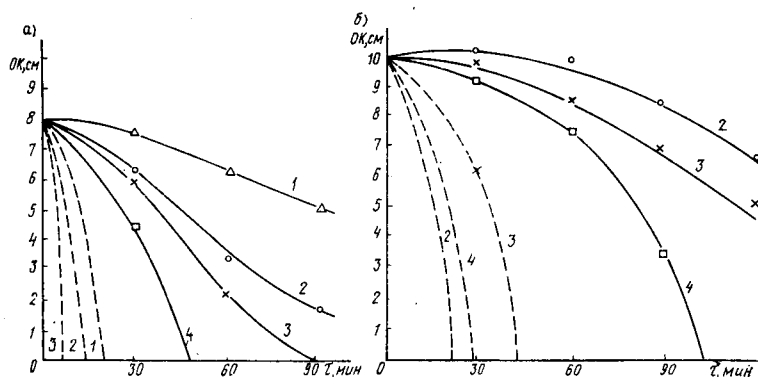


Рис. 1. Изменение подвижности бетонных смесей с добавками поташа и ЛСТ
а — 0,5% ЛСТ; б — 1,0% ЛСТ; — — — смесь на рядовом портландцементе;
— смесь на безгипсовом портландцементе;
1 — 2,5% K_2CO_3 ; 2 — 5% K_2CO_3 ; 3 — 7,5% K_2CO_3 ; 4 — 10% K_2CO_3

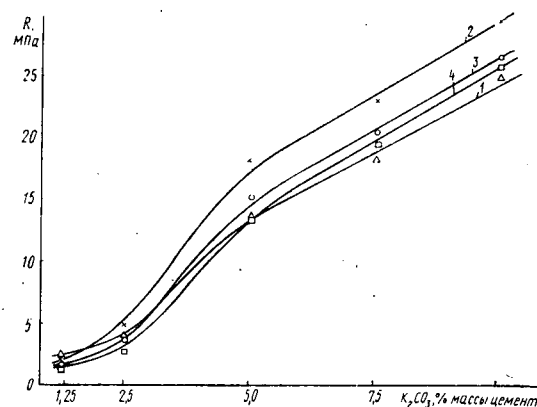


Рис. 2. Влияние дозровок ЛСТ и поташа на прочность бетона на безгипсовом портландцементе в возрасте 28 сут при -15°C
1 — 0,3% ЛСТ; 2 — 0,5% ЛСТ; 3 — 0,7% ЛСТ; 4 — 1,0% ЛСТ

симальных значений при 0,5% ЛСТ. Дальнейшие сравнительные испытания проводили при этой дозировке ЛСТ и различном содержании поташа.

В табл. 1 приведены результаты испытаний прочности бетона (1:1,8:3,5, расход цемента 360 кг/м³) с добавками. Бетонные смеси на безгипсовом портландцементе обладают пониженной водопотребностью, что позволяет снизить начальное водосодержание на 14%. При отрицательных температурах такой бетон набирает прочность более интенсивно, чем бетон на рядовом портландцементе с тем же количеством добавки. Так, его прочность после твердения 28 сут на морозе в 2,5...6,0 раз выше, после оттаивания

он продолжает интенсивно твердеть и через 56 сут его прочность оказалась в 1,5...2,0 раза выше прочности обычного бетона.

Для определения причины более интенсивного набора прочности при твердении на морозе проведены исследования льдистости бетона на рядовом и безгипсовом портландцементе состава 1:1,8:3,5:0,5 с одинаковым объемом добавок. Льдистость определяли калориметрическим методом [3] в латунных бюксах через 1, 3, 7 и 28 сут при температуре —25°C. Параллельно при этой температуре твердения были изготовлены образцы-кубы размером 7×7×7 см.

Расчет количества льда в бетоне с

добавками проводился по уточненной формуле, применительно к бетону с противоморозными добавками:

$$g_{\text{л}} = (g_{\text{к}} \cdot c_{\text{к}} + k)(t_0 - t'_n) - (t'_n - t_{\text{обр}})(g_{\text{сс}} c_{\text{сс}} + g_{\text{б}} \cdot 0,09) + g_{\text{ор}} c_{\text{нр}} (6 + t_{\text{обр}}) - g_{\text{ор}} c_{\text{ор}} (t'_n + 6) / 79,75 + (c_{\text{нр}} - c_{\text{л}})(6 + t_{\text{обр}}),$$

где $g_{\text{л}}$, $g_{\text{к}}$, $g_{\text{сс}}$, $g_{\text{б}}$, $g_{\text{ор}}$ — масса соответственно: льда, в образце бетона; воды в калориметрическом сосуде; скелета бетона; бюкса; водного раствора электролита; g ; $c_{\text{к}}$, $c_{\text{сс}}$, $c_{\text{нр}}$, $c_{\text{ор}}$, $c_{\text{л}}$ — теплоемкость соответственно: воды; скелета бетона; незамерзшего водного раствора электролита; водного раствора добавки электролита; льда, ккал/г·°C; t_0 , t'_n , $t_{\text{обр}}$ — температура соответственно: калориметрической жидкости в начале и в конце опыта с учетом поправки на теплообмен; образца при оттаивании его в калориметре, °C; k — тепловое значение калориметра, ккал/г·°C; 0,09 — теплоемкость латуни, ккал/г·°C.

Льдистость бетона — это отношение количества льда в бетоне к массе несвязанной воды

$$i = \frac{g_{\text{л}}}{w} \cdot 100\%,$$

где i — льдистость бетона; w — масса несвязанной воды в бетоне.

Результаты определения прочности и льдистости бетона представлены в табл. 2. Анализ показывает, что при введении одинакового количества поташа льдистость бетона на безгипсовом портландцементе ниже, что приводит к более интенсивному его твердению при температуре —25°C. Характерно, что по льдистости и прочности бетон на рядовом портландцементе с добавкой 8% поташа практически соответствует бетону на безгипсовом портландцементе с 4% поташа, т. е. в бетонных смесях на рядовом портландцементе 4% K_2CO_3 расходуется не по своему прямому назначению.

Однако количество жидкой фазы в смесях на безгипсовом портландцементе с добавкой 4% поташа и рядовом портландцементе с добавкой 8% K_2CO_3 является недостаточным для интенсивного твердения бетона при —25°C, поскольку при этом к возрасту 1 мес достигается всего лишь 22% прочности. При введении 8% поташа в смесь на безгипсовом портландцементе начальная льдистость бетона уменьшается до 62%, а его прочность через 28 сут при —25°C увеличивается в 2 раза. При дальнейшем выдерживании в течение 28 сут в нормальных усло-

Таблица 1

Вид и количество добавок, %		О.К., см	В/Ц	Предел прочности при сжатии, МПа, через, сут					
ЛСТ	поташ			нормальные условия		—15°C		—25°C	
				28	56	28	56*	28	56*
Рядовой портландцемент									
—	—	6	0,54	34,5	—	—	—	—	—
0,5	4,0	1	0,52	20,9	24,4	2,4	12,5	0,8	13,8
0,5	8,0	9	0,54	17,1	17,6	8,6	16,5	5,5	16,4
Безгипсовый портландцемент									
0,5	4,0	3	0,47	34,8	39,6	14,5	28,1	6,1	25,8
0,5	8,0	4	0,47	25,1	30,2	22,1	29,0	13,4	23,7

* Образцы твердели 28 сут при отрицательных температурах и 28 сут в нормальных условиях.

Таблица 2

Вид и количество добавок, % массы цемента		О.К., см	Льдистость при —25°С, %			Предел прочности бетона, МПа, при —25°С через, сут		
ЛСТ	поташ		1	7	28	3	28	28 сут при —25°С 28 сут при +20°С
Рядовой портландцемент								
—	—	1	100	100	98	Не твердеет		
0,5	4,0	0	81	72	44	2,8	3,9	25,1
0,5	8,0	2	75	66	36	3,1	6,8	26,6
Безгипсовый портландцемент								
0,5	4,0	3	74	65	40	1,8	7,1	28,6
0,5	8,0	6	62	47	10	2,9	14,1	35,4

Примечание. При выдерживании 28 сут при —25°C+56 сут при +20°C наблюдался небольшой прирост прочности.

Таблица 3

Количество K_2CO_3 , % массы цемента	Режим твердения образцов		Прочность образцов перед испытанием $R_{\text{сж}}$, МПа	Прочность после 200 циклов $R_{\text{сж}}$, МПа	Прочность после 300 циклов $R_{\text{сж}}$, МПа
	температура, °C	время, сут			
Рядовой портландцемент					
4	—15	28	6,5	6,7*	—
4	—15; +20	28+28	24,6	35,5	32,1
8	—15	28	10,6	—	10,4**
8	—15; +20	28+28	28,6	—	39,8**
Безгипсовый портландцемент					
4	—15	28	15,4	30,0	26,5
4	—15; +20	28+28	32,2	43,3	40,4
8	—15	28	20,8	—	31,7
8	—15; +20	28+28	34,3	—	41,7

* Разрушено более 15% поверхности после 133 циклов.

** Шелушение после 300 циклов.

виях прочность бетона составила 118% марочной. Это подтверждает вывод [4], что для интенсивного твердения бетона при отрицательных температурах следует ввести такое количество противоморозной добавки, чтобы его начальная льдистость не превышала 70%.

Применение поташа в ряде случаев приводит к снижению морозостойкости бетона на рядовом портландцементе. Проводили сравнительные испытания морозостойкости бетонов состава 1:1,8:3,5:0,5 па рядовом и безгипсовом портландцементе с добавками 0,5% ЛСТ и 4 и 8% поташа. Образцы подвергали попеременному замораживанию и оттаиванию сразу после 28 сут твердения на морозе и после дополнительного их выдерживания в течение 28 сут в нормальных условиях (табл. 3). Образцы бетона на безгипсовом портландцементе выдержали 300 циклов попеременного замораживания и оттаивания, при этом у них не наблюдалось снижения прочности и шелушения поверхности. Следовательно, морозостойкость бетона на безгипсовом портландцементе выше, чем на рядовом.

Опытные промышленные партии безгипсового портландцемента выпущены на Ивано-Франковском, Жигулевском, Ново-Ульяновском и Ачинском цементных заводах. Бетоны на безгипсовом портландцементе применены в зимних условиях при монолитном бетонировании фундаментных ростверков, бетонных площадок и покрытий автомобильных дорог в Тюменской и Иркутской областях. Экономическая эффективность их использования в условиях Сибири, по расчетам Братскгэстроя, составила 6...10 р. на 1 м³ бетона.

Вывод

Таким образом, использование бетона на безгипсовом портландцементе с комплексной добавкой поташа и ЛСТ позволяет расширить область и объем применения безобогревного бетонирования в зимних условиях, снизить в 1,5...2 раза расход противоморозной добавки, повысить эффективность зимнего бетонирования.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Руководство по производству бетонных работ в зимних условиях, районах Дальнего Востока, Сибири и Крайнего Севера. — М.: Стройиздат, 1982. — 312 с.
2. Эффективность применения рядового и безгипсового портландцемента при зимнем бетонировании // Л. Г. Шпынова, М. А. Савицкий, О. Я. Шийко, П. И. Костюк // Изв. вузов. Сер. Стр-во и архитектура. — 1985. — № 10. — С. 65—69.
3. Миронов С. А., Крылов Б. А., Иванова О. С. Твердение бетона при отрицательных температурах // Бетон и железобетон. — 1966. — № 12. — С. 8—10.
4. Лагойда А. В. Зимнее бетонирование с использованием противоморозных добавок к бетону // Бетон и железобетон. — 1984. — № 9. — С. 23—24.

В помощь проектировщику

УДК 624.072.2/3

Б. В. КАРАБАНОВ, канд. техн. наук (ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов); О. Ф. ИЛЬИН, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Особенности расчета изгибаемых преднапряженных элементов со смешанным армированием по общему случаю

В преднапряженных конструкциях со смешанным армированием часть высокопрочной ненапрягаемой арматуры обрывают в пролете, поэтому эти конструкции более экономичны, чем чисто преднапряженные. Прочность нормальных сечений конструкций со смешанным армированием в соответствии со СНиП 2.03.01—84 и Пособием [1] можно рассчитывать двумя способами.

Во-первых, по методике, в которой усилие преднапряжения равномерно распределяется на все стержни высокопрочной арматуры как напрягаемой с площадью A_{sp} , так и ненапрягаемой с площадью A_s . В этом случае рассматривают условную площадь напрягаемой арматуры, равную сумме площадей A_{sp} и A_s ; напряжения в арматуре S_s принимают равными расчетному сопротивлению R_s , а напряжения в арматуре S_{sp} — с учетом коэффициента γ_{se} . Полученные результаты удовлетворительно согласуются с экспериментальными в случае неперearмированных сечений ($\xi < \xi_R$).

Во-вторых, по общему случаю расчета, когда напряжения как в напрягаемой, так и в ненапрягаемой арматуре имеют различные значения (больше или меньше R_s).

При расчете по общему случаю получают несколько большую несущую способность изгибаемых элементов со смешанным армированием, чем по методике усреднения преднапряжения во всей высокопрочной арматуре. Однако он пока не нашел широкого применения в практике проектирования. Авторы попытались более подробно раскрыть физический смысл методики общего случая расчета и проиллюстрировать его особенности. Это тем более своевременно, что некоторые специалисты ошибочно полагают, что в СНиП 2.03.01—84 диаграмма σ_s — ϵ_s аппроксимирована линейно-кусочной функцией [2]. Между тем диаграмма σ_s — ϵ_s для арматурных сталей, содержащаяся в неявном виде в этой главе СНиП, является криволинейной при $\sigma_s > \beta R_s$.

В нормах не приведено конкретное выражение для описания диаграммы арматуры, а используются лишь две характерные ее точки (рис. 1): условный предел текучести R_s и соответствующая ему полная деформация $\epsilon_{s,R} = R_s/E_s + 0,002$ (одна точка) и предел упругости βR_s и соответствующая ему деформация $\epsilon_{s,el} = \beta R_s/E_s$ (вторая). В явном виде диаграмму работы арматуры, используемую в нормах, можно получить следующим образом.

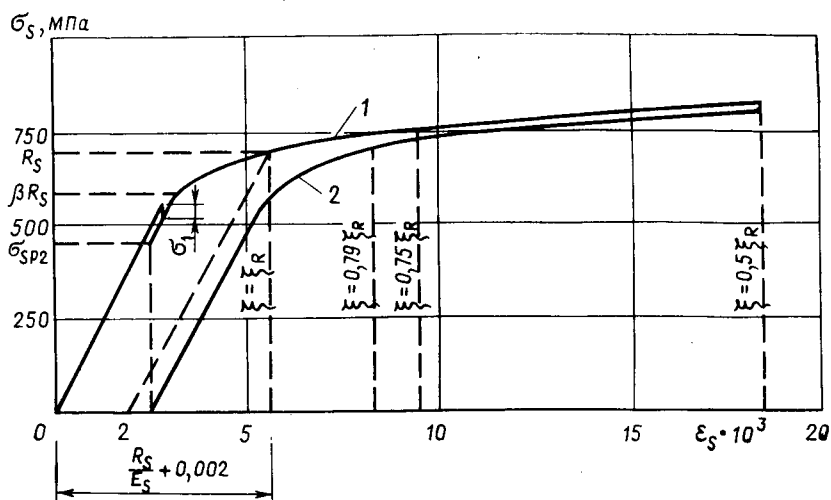


Рис. 1. Диаграмма стали для стержней напрягаемой (1) и ненапрягаемой (2) арматуры класса Ат-V

Деформации в стержнях продольной арматуры ϵ_{si} , вызванные внешними усилиями и усилием преднапряжения, устанавливаются исходя из линейного их распределения по высоте сечения

$$\epsilon_{si} = \frac{\epsilon_{bc,u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1 \right) + \epsilon_{spi},$$

где $\epsilon_{bc,u}$ — предельная сжимаемость бетона.

Напряжения в стержнях арматуры в зависимости от деформаций, вычисленных по формуле (1), определяют из следующих условий. В упругой области работы арматуры при $\epsilon_{si} \leq \beta R_s / E_s$ значение σ_s находят по формуле (67) СНиП 2.03.01—84, полученной умножением правой и левой частей выражения (1) на $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа. При этом принимают $\epsilon_{bc,u} = 0,002$ при кратковременном и $\epsilon_{bc,u} = 0,0025$ при длительном действии нагрузки.

В области работы арматуры между пределом упругости и условным пределом текучести (см. рис. 1), т. е. в области изменения деформаций $\beta R_s / E_s < \epsilon_s \leq R_s / E_s + 0,002$, напряжения σ_s в зависимости от ξ вычисляют по линейной интерполяции формулы (68) между двумя известными их граничными значениями: $\sigma_s = \beta R_s$ при $\xi = \xi_{el}$, и $\sigma_s = R_s$ при $\xi = \xi_R$. При этом выражение (69) для ξ_{el} и ξ_R получают непосредственно из формулы (1) подстановкой в левую часть граничных значений ϵ_s , равных $\epsilon_{s,el} = (\beta R_s - \sigma_{sp}) / E_s$ и $\epsilon_{s,R} = (R_s - \sigma_{sp} - \Delta \sigma_{sp}) / E_s + 0,002$.

В области работы арматуры за условным пределом текучести, когда $\epsilon_s > R_s / E_s + 0,002$, напряжения σ_s также вычисляют по линейной интерполяции формулы (27) между двумя известными их значениями $\sigma_s = R_s$ при $\xi = \xi_R$ и $\sigma_s = \eta R_s$ при $\xi = 0,75 \xi_R$. Откуда $\sigma_{si} = \gamma_{se} R_s$ (2), где γ_{se} определяют по формуле (27).

Характер изменения σ_s в зависимости от ξ показан на рис. 2. Выразив ξ из формулы (1) через ϵ_s и подставляя в уравнения (67), (68) и (2), получим в явном виде диаграмму $\sigma_s - \epsilon_s$, приведенную на рис. 1 применительно к бетону класса В30 и арматуре класса Ат-V.

Определенная таким образом диаграмма является также функцией класса бетона, поскольку после подстановки ξ из формулы (1) в уравнения (67), (68) и (2) в получаемые зависимости σ_s от ϵ_s входит параметр ω . Строго говоря, это не соответствует действительности, однако погрешность оказывается несущественной и ею можно пренебречь. Достоинство же предложенного СНиП 2.03.01—84 расчета σ_s в зависимости от

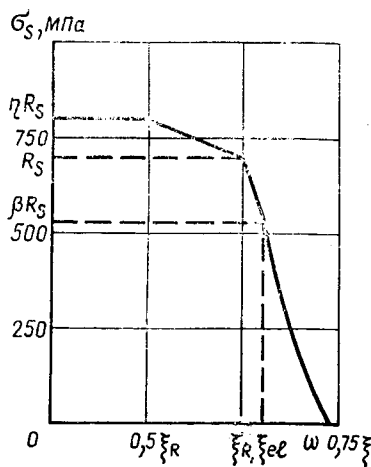


Рис. 2. График зависимости $\sigma_s - \xi$

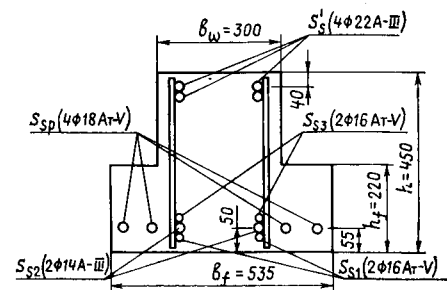


Рис. 3. Поперечное сечение ригеля серии 1.020—1/83 под нагрузку 110 кН/м

ξ , а не от ϵ_s заключается в значительном упрощении. Этот способ исключает многократные итерационные расчеты, возможны только одна-две корректировки в случае, если полученные напряжения в ненапрягаемой арматуре не соответствуют ранее принятому аналитическому их описанию.

Из диаграммы арматуры, используемой в СНиП 2.03.01—84, следует, что при расчете по общему случаю получают несколько большую несущую способность изгибаемых элементов со смешанным армированием, чем по методике усреднения преднапряжения во всей высокопрочной арматуре. Например, для ригелей со смешанным армированием по серии 1.020—1/83 с арматурой Ат-V из диаграмм (см. рис. 1) видно, что уже при $\xi \leq 0,79 \xi_R$ напряжения в стержнях S_s по величине равны или больше расчетного сопротивления R_s . Однако не исключены случаи, когда напряжения в ненапрягаемой арматуре существенно ниже R_s и даже βR_s . При этом ненапрягаемая арматура включается в работу на растяжение при достижении напряжениями в напрягаемой арматуре, вызванными внешними силами, значений σ_{sp2} .

Характерная особенность диаграмм заключается в том, что напряжениям

σ_{sp2} соответствуют нулевые напряжения σ_s в ненапрягаемой арматуре. Известно, что в арматуре S_s возникают начальные сжимающие напряжения σ_s , равные по абсолютной величине сумме напряжений σ_b , σ_s и σ_{sp} от усадки и ползучести бетона. Такой подход (принятие напряжений σ_s равными нулю) объясняется, во-первых, завышенными расчетными значениями σ_s по абсолютной величине по сравнению с теми, которые соответствуют экспериментальным данным, и, во-вторых, некоторым выравниванием напряжений в стержнях S_{sp} и S_s в предельной стадии, что также делает обоснованным принятие допущения $\sigma_s = 0$ при определении несущей способности элементов со смешанным армированием.

Рассмотрим более подробно алгоритм расчета по общему случаю.

Вначале предположим, что вся арматура работает в упругой стадии и из совместного решения уравнений (67) и (66) найдем относительную высоту сжатой зоны бетона ξ . Далее по формуле (67) по известному ξ проверим принятое предположение, что во всех стержнях $\sigma_s \leq \beta R_s$. В случае, если в каких-либо стержнях $\sigma_s > \beta R_s$ или R_s , то напряжения в них вычисляют по зависимости (68), справедливой для $\beta R_s < \sigma_s \leq R_s$, а в остальных — по (67). В результате совместного решения с (66) находят новое значение ξ . Затем вновь проверяют по зависимостям (67), (68) принятое предположение о диапазоне напряжений. Если окажется, что в некоторых стержнях напряжение σ_s , определенное по формуле (68), больше R_s , то σ_s находят по формуле (2). Расчет повторяют до тех пор, пока напряжения во всех стержнях не будут соответствовать принятым предположениям о стадии их работы.

Пример расчета по методике общего случая.

Определим несущую способность ригеля серии 1.020—1/83 под нагрузку 110 кН/м, армирование которого по середине пролета ($l = 543$ см) показано на рис. 3. Натяжение арматуры класса Ат-V ($R_s = 680$ МПа) осуществлено электротермическим способом (при этом $\beta = 0,8$); контролируемое натяжение стержней диаметром 18 мм — 550 МПа. Класс тяжелого бетона — В30 ($R_b = 17$ МПа, $\gamma_{b2} = 0,9$, так как рассматриваем действие только вертикальной нагрузки). Напряжения σ_{sp2} в напрягаемой арматуре с учетом вторых потерь равны 450 МПа.

По формулам СНиП 2.03.01—84 вычислим необходимые для расчета величины. По зависимости (26) $\omega = 0,85 - 0,008 R_b \gamma_{b2} = 0,7276$.

Для напрягаемых стержней S_{sp} по этому полагаем, что арматура работает за условным пределом текучести, т. е. $\sigma_s > R_s$. По формуле (70) $\Delta\sigma_{sp} = 0$, а $\sigma_{s,R} = R_s + 400 - \sigma_{sp2} = 630$ МПа. По зависимости (69) при $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа вычисляем $\xi_R = 0,51$. С учетом коэффициента $\eta = 1,15$ по выражению (27) $\sigma_{sp} = [1,15 - 0,15(2x/h_0\xi_R - 1)]R_s = 1,3 - 0,3x/(39,5 \cdot 0,51)]680 = 884 - 10,13x$.

Для ненапрягаемых стержней S_{s1} и S_{s3} поэтому полагаем, что арматура работает в диапазоне $\beta R_s < \sigma_s < R_s$. По формуле (71) $\sigma_{s,R} = R_s + 400 = 1080$ МПа, $\sigma_{s,el} = \beta R_s = 544$ МПа, а по зависимости (69) $\xi_{el} = 0,532$; $\xi_R = 0,42$. Для принятого диапазона по выражению (68) $\sigma_{s1} = [0,8 + 0,2(\xi_{el} - x/h_{01})/(\xi_{el} - \xi_R)]R_s = [0,8 + 0,2(0,532 - x/41,7)/(0,532 - 0,420)]680 = 1190 - 29,12x$; $\sigma_{s3} = [0,8 + 0,2(0,532 - x/38,3)/(0,532 - 0,420)] \times 680 = 1190 - 31,70x$.

Для ненапрягаемых стержней S_{s2} и S'_s поэтому полагаем, что стержни арматуры S_{s2} и S'_s всегда работают с расчетным сопротивлением $\sigma_s = R_s = 365$ МПа, $\sigma'_s = -R_{sc} = 365$ МПа, т. е. вычисленные по формуле (1) относительные деформации арматуры по абсолютной величине больше $R_s/E_s = 0,00182$.

По зависимости (66) устанавливаем высоту сжатой зоны бетона x :

$$\gamma_{b2}R_b b x - \sigma_{sp} A_{sp} - \sigma_{s1} A_{s1} - \sigma_{s2} A_{s2} - \sigma_{s3} A_{s3} - \sigma'_s A'_s = 0, \quad \text{т. е. } 0,9 \cdot 17 \cdot 30x - (884 - 10,13x)10,18 - (1190 - 29,12x)4,02 -$$

$$- 365 \cdot 3,08 - (1190 - 31,7x)4,02 + 365 \times 15,2 = 0, \quad \text{откуда } x = 17,5 \text{ см.}$$

С учетом вычисленного x проверяем достоверность принятых в расчете областей работы арматуры: $\sigma_{sp} = 884 - 10,13 \cdot 17,5 = 707$ МПа; $\sigma_{s1} = 1190 - 29,12 \cdot 17,5 = 680$ МПа; $\sigma_{s2} = 365$ МПа, так как по формуле (1) $\epsilon_{s2} = 0,0049 > 0,001825$; $\sigma_{s3} = 1190 - 31,7 \cdot 17,5 = 635$ МПа; $\sigma'_s = -365$ МПа, так как по зависимости (1) $|\epsilon'_s| = 0,0058 > 0,001825$.

Поскольку значения σ_{s1} и σ_{s3} находятся в диапазоне от $0,8R_s = 544$ МПа до $R_s = 680$ МПа (а именно из этого условия исходит формула (68), по которой вычисляют σ_{s1} и σ_{s3}), значения σ_{s2} и σ'_s равны предполагаемым R_s и $-R_{sc}$, а $\sigma_{sp} > R_s$, что также полагалось ранее, то полученное значение $x = 17,5$ см и значения напряжений в стержнях продольной арматуры иско-

несущую способность сечения определяем по формуле (65) как сумму моментов всех внутренних сил относительно оси, проходящей через центр тяжести наиболее растянутого стержня продольной арматуры (в соответствии с расчетом это стержни напрягаемой арматуры). По формуле (65) $M_u = \gamma_{b2}R_b S_b - \Sigma \sigma_{si} S_i = 0,9 \cdot 17 \cdot 30 \cdot 17,5 \times (39,5 - 17,5/2) + 680 \cdot 4,02 \cdot 2,2 + 365 \times 3,08 \cdot 0,5 - 635 \cdot 4,02 \cdot 1,2 + 365 \cdot 15,2(39,5 - 5,2) = 441$ кН·м.

Действующий изгибающий момент от

расчетной нагрузки по середине пролета равен 435,9 кН·м, что меньше величины M_u , т. е. прочность ригеля обеспечена.

Приведенный пример показывает, что расчет по общему случаю не является трудоемким. При этом можно получить более экономичное армирование железобетонных ригелей и плит, удельный вес которых в общем объеме конструкций каркасных общественных зданий составляет не менее 50%. Так, ригели многоэтажных каркасно-панельных зданий межведового применения по серии 1.020—1/83, выполненные с применением смешанного армирования, на 10 ... 15% экономичнее по расходу стали, чем аналогичные чисто преднапряженные конструкции.

Таким образом, широкое использование методики расчета по общему случаю в соответствии со СНиП 2.03.01—84 в проектной практике позволит проектировать более экономичные и надежные изгибаемые элементы со смешанным армированием, особенно в случаях многогранного расположения напрягаемой и ненапрягаемой арматуры.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01—84). — Ч. 1. — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. — 192 с.
2. Аскаров Б. А., Зуфаров Г. К. Методика расчета нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов со смешанным армированием с учетом действительных диаграмм деформирования арматуры // Совершенствование методов расчета и повышение надежности железобетонных конструкций. — Ростов — н/Д: РИСИ, 1984. — 146 с.

УДК 624.072.2/.3:620.191.33

А. С. ЗАЛЕСОВ, д-р техн. наук (НИИЖБ); Ю. В. МАКСИМОВ, инж. (ЦНИИпромзданий)

Исследование ширины раскрытия наклонных трещин в изгибаемых элементах

На основе экспериментальных исследований получены расчетные зависимости по определению ширины раскрытия наклонных трещин в изгибаемых железобетонных элементах, приведенные в СНиП 2.03.01—84.

Эксперименты были спланированы таким образом, чтобы выявить влияние основных факторов на раскрытие наклонных трещин в реальном диапазоне их изменения по сравнению с образцом с усредненными характеристиками.

При этом варьировали шаг поперечной арматуры, количество плоских каркасов,

диаметр поперечной арматуры, количество стержней продольной арматуры, расстояние от опоры до точки приложения сосредоточенных сил (относительного пролета среза a/h_0), кубиковую прочность бетона.

Для изучения каждого фактора, влияющего на раскрытие наклонных трещин, испытывали по два образца, кроме балок с кубиковой прочностью 20 и 50 МПа. С учетом балок-близнецов общее число образцов составляло 24. Их характеристики приведены в таблице.

В качестве базовых приняты образцы

прямоугольного сечения размером 45×20 см, армированные пространственными каркасами, состоящими из трех плоских каркасов, соединенных контактной точечной сваркой. Плоские каркасы состояли из одного верхнего и двух нижних продольных стержней $\varnothing 18$ А-IV, а также поперечных стержней $\varnothing 8$ А-III с шагом 150 мм.

По сравнению с базовым образцом изменяли поперечное армирование шагом арматуры (10 и 20 см), диаметр поперечной арматуры (6 и 10 мм), количество плоских каркасов (2 и 4), относи-

№ балок	Продольное армирование		Поперечное армирование			Относительный пролет среза	Кубиковая прочность бетона
	диаметр, арматура А-IV+A-III	$\mu_s, \%$	диаметр, арматура класса А-III	S, см	$\mu_w, \%$		
B1-1; B1-2	6Ø18+3Ø8	2,1	3Ø8	15	0,50	2,5	31,0
B2-1; B2-2	6Ø18+3Ø8	2,1	3Ø8	10	0,75	2,5	31,0
B3-1; B3-2	6Ø18+3Ø8	2,1	3Ø8	20	0,37	2,5	31,0
B4-1; B4-2	6Ø18+4Ø8	2,2	4Ø8	15	0,67	2,5	29,5
B5-1; B5-2	6Ø18+2Ø8	2,0	2Ø8	15	0,33	2,5	28,5
B6-1; B6-2	6Ø18+3Ø8	2,1	3Ø10	15	0,79	2,5	29,8
B7-1; B7-2	6Ø18+3Ø8	2,1	3Ø6	15	0,28	2,5	29,8
B8-1; B8-2	8Ø18+3Ø8	2,7	3Ø8	15	0,50	2,5	30,5
B9-1; B9-2	4Ø18+3Ø8	1,5	3Ø8	15	0,50	2,5	30,5
B10-1; B10-2	6Ø18+3Ø8	2,1	3Ø8	15	0,50	1,5	30,3
B11-1; B11-2	6Ø18+3Ø8	2,1	3Ø8	15	0,50	3,5	30,1
B12-1	6Ø18+3Ø8	2,1	3Ø8	15	0,50	2,5	50,6
B13-1	6Ø18+3Ø8	2,1	3Ø8	15	0,50	2,5	20,9

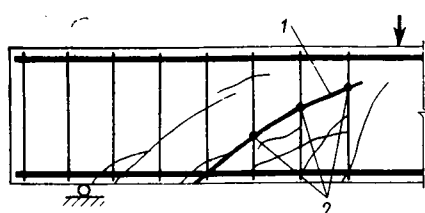
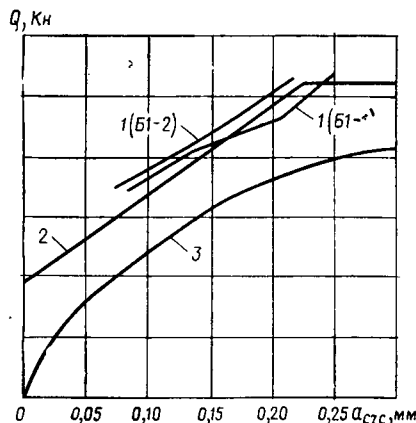


Рис. 1. Экспериментальное определение ширины раскрытия наклонных трещин
1 — критическая наклонная трещина; 2 — места замеров

Рис. 2. Зависимость ширины раскрытия наклонных трещин от поперечной силы
1 — опытная; 2 — расчетная по СНиП 2.03.01-84; 3 — по СНиП II-21-75



тельный пролет среза a/h_0 (3,5 и 1,5), кубиковую прочность бетона (20 и 50 МПа), продольное армирование (4Ø18 А-IV и 8 Ø 18 А-IV).

Образцы загружали двумя сосредоточенными силами, расположенными на одинаковом расстоянии от опор. Во всех образцах сначала образовывались нормальные трещины. Возникнув в зоне чистого изгиба, затем они появились в зоне совместного действия изгибающего момента и поперечной силы при нагрузках 0,15...0,25 разрушающей поперечной силы.

Для основной массы балок характерно то, что в зоне развития критической наклонной трещины, по которой впо-

следствии происходило разрушение, поперечные стержни обычно пересекали две наклонные трещины. Проекция наклонной трещины близка рабочей высоте сечения.

Ширину раскрытия каждой наклонной трещины измеряли в местах ее пересечения поперечной арматурой и между поперечной арматурой. По длине наклонных трещин ширина раскрытия была различна. Как правило, около хомутов ширина раскрытия трещин меньше, чем между поперечными стержнями. Кроме того, различные наклонные трещины в одной балке также значительно отличались по раскрытию: наибольшее раскрытие имели критические наклонные трещины.

В настоящее время разработан критерий для оценки ширины раскрытия наклонных трещин, исходящий из коррозионной опасности для поперечной арматуры. Учитывая, что разрушение по наклонному сечению происходило в результате выхода из строя нескольких поперечных стержней, пересекающих наклонную трещину, около которых ширина раскрытия различна, т. е. они находились в разных условиях с точки зрения коррозионной опасности, в качестве расчетной принимали среднее из всех значений ширины раскрытия, измеренное в местах пересечения поперечной арматуры с критической наклонной трещиной (рис. 1).

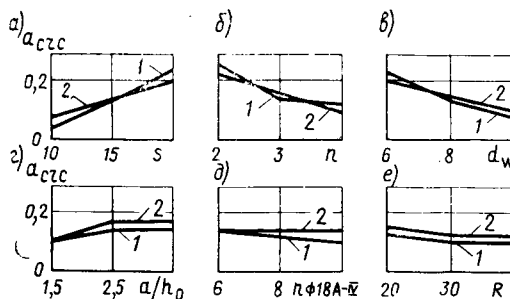


Рис. 3. Зависимость влияния факторов на опытную ширину раскрытия наклонных трещин
а — шага хомутов S; б — числа плоских каркасов n; в — диаметра хомутов d_w ; г — относительного пролета среза a/h_0 ; д — числа продольной арматуры $n \text{ } \varnothing 18 \text{ А-IV}$; е — кубиковой прочности бетона R; Зависимости: 1 — опытная; 2 — расчетная по СНиП 2.03.01-84

Анализ опытных значений ширины раскрытия наклонных трещин, полученных по приведенной методике, показал, что увеличение поперечной силы с 0,4 до 0,6 разрушающей поперечной силы увеличило раскрытие трещин с 0,05...0,1 до 0,2...0,25 мм, т. е. возросло в среднем в 3 раза. Графические зависимости $a_{срс}$ от Q на этом участке приблизительно можно считать линейными (рис. 2). При этом разница в опытной ширине раскрытия наклонных трещин между балками-близнецами невелика ($<15\%$).

Дальнейшее возрастание поперечной силы резко увеличивало ширину раскрытия наклонных трещин, и при нагрузках, близких к разрушающей, раскрытие трещин достигало 1...1,5 мм.

Существенное влияние на ширину раскрытия наклонных трещин оказывало поперечное армирование (рис. 3). Уменьшение шага с 20 до 10 см, или повышение диаметра с 6 до 10 мм поперечной арматуры, или увеличение числа поперечных каркасов с 2 до 4 уменьшило ширину раскрытия наклонных трещин примерно в 2...2,7 раза. Наиболее значительное снижение $a_{срс}$ наблюдалось на участках со слабым поперечным армированием ($\mu_w \leq 0,005$).

Зависимость ширины раскрытия наклонных трещин от относительного пролета среза a/h_0 носила нелинейный характер (см. рис. 3). Эту графическую зависимость можно разделить на два участка — от $a/h_0=1,5$ до $a/h_0=3,5$ и от $a/h_0=2,5$ до $a/h_0=3,5$. Возрастание относительного пролета среза с 1,5 до 2,5 увеличило ширину раскрытия наклонных трещин в 1,4 раза, а на втором участке изменение a/h_0 с 2,5 до 3,5 не повлияло на раскрытие наклонных трещин.

Увеличение продольного армирования с $\mu_s=0,0125$ до $\mu_s=0,025$ незначительно влияло на раскрытие наклонных трещин (см. рис. 3). При возрастании продольного армирования в 2 раза ширина раскрытия наклонных трещин снизилась менее, чем в 1,1 раза.

Увеличение кубиковой прочности бетона с 20 до 30 МПа замедлило раскрытие трещин примерно в 1,15 раза. Повышение кубиковой прочности бетона с 30 до 50 МПа не оказало заметного влияния на ширину раскрытия трещин (см. рис. 3).

После образования наклонных трещин деформации поперечной арматуры с ростом нагрузки интенсивно нарастали. При этом с момента образования наклонных трещин напряжение в поперечной арматуре практически линейно зависит от внешней нагрузки.

Анализ опытных данных показал, что с момента образования наклонных тре-

шин до разрушения усилия, вычисляемые как разность между внешней поперечной силой и усилием в хомутах пересекаемых критической наклонной трещиной, увеличились не более чем на 10...15%. Поэтому практически все приращение внешней нагрузки воспринимает поперечная арматура.

Ранее дано описание теоретических разработок по методике расчета ширины раскрытия наклонных трещин*. В окончательном виде формула по расчету ширины раскрытия наклонных трещин, включенная в СНиП 2.03.01—84, имеет вид

$$a_{crc} = \varphi_l \frac{0,6 d_w \sigma_{sw} \eta}{E_s \frac{d_w}{h_0} = 0,15 E_b (1 + 2n \mu_w)}$$

* Расчет ширины раскрытия наклонных трещин / А. С. Залесов, А. Б. Голышев, В. Ф. Усманов, Ю. В. Максимов // Бетон и железобетон. — 1983. — № 12. — С. 36—37.

УДК 691.327:620.191.33

А. А. ЦЕЙТЛИН, Т. Ф. ГОРДЕЕВА, кандидаты техн. наук (НИИСК)

Трещины в железобетоне

При расчете изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементов обычно принимают, что наибольшие удлинения от растяжения возникают в крайнем растянутом волокне, на уровне которого ширина раскрытия трещин максимальна. Поскольку крайние растянутые волокна находятся у грани элемента, наиболее удаленной от сжатой зоны бетона, трещины начинаются от поверхности этой грани и постепенно сужаются по мере приближения к сжатой зоне элемента. Такая картина наблюдается в большинстве случаев работы рассмот-

где $\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{b1}}{A_{sw} h_0} S \leq R_{s, ser}$;
 Q_{b1} — поперечная сила, соответствующая 0,8 предела прочности элемента по наклонной трещине без поперечной арматуры.

Для проверки закономерностей влияния основных факторов на раскрытие наклонных трещин сопоставлены результаты расчета и опыта, которые показали, что методика СНиП 2.03.01—84 удовлетворительно учитывает изменение ширины раскрытия наклонных трещин с увеличением диаметра и шага хомутов, с уменьшением относительного пролета среза, с ростом прочности бетона.

Для оценки точности методов расчета ширины раскрытия наклонных трещин по СНиП 2.03.01—84 по сравнению с опытами провели статистическую оценку указанных методик. Результаты статистических расчетов указывают на хорошее совпадение расчетных значений, вычисленных

по предлагаемой методике, с опытными. Об этом свидетельствуют среднее значение величин $a_{cre}/a_{cre, exp}$, равное 1,06, и коэффициент вариации $C_v = 0,182$.

Анализ конструкций с широким диапазоном изменения параметров показал, что использование методики СНиП 2.03.01—84 не увеличивает поперечное армирование. В некоторых случаях она позволяет экономить поперечное армирование до 30% и более вследствие загрузки сосредоточенной нагрузкой при относительном пролете среза $a/h_0 < 2$ и загрузении распределенной или смешанной нагрузками.

По СНиП 2.03.01—84 определяют раскрытие трещин в наиболее невыгодном наклонном сечении с точки зрения внешней нагрузки и величины Q_{b1} , при этом можно учесть разгружающее действие распределенной нагрузки, расположенной в пределах проекции рассматриваемого наклонного сечения.

ренных элементов под нагрузкой. При этом ширину раскрытия трещин, которую сопоставляют с допустимой, измеряют на уровне нижнего ряда растянутой арматуры.

Экспериментальными исследованиями установлены случаи, когда трещины не выходят на поверхность грани, наиболее удаленной от сжатой зоны бетона и не пересекают растянутую арматуру.

Такой характер образования трещин в тонкостенных железобетонных (преднапряженных и обычных) элементах наблюдался при натурных испытаниях и

испытаниях на моделях в масштабе 1:5, проведенных в НИИСКе в 1982—1985 гг.

Так, в преднапряженных железобетонных панелях-складках длиной 18 и 24 м с нижним продольным ребром-килем (рис. 1) было обнаружено, что фактический момент трещинообразования существенно превышает расчетный по СНиП 2.03.01—84. При этом трещины возникали в средней зоне пролета в нижней части стенок и верхней части киля. Они не доходили до зоны расположения в киле преднапряженной арма-

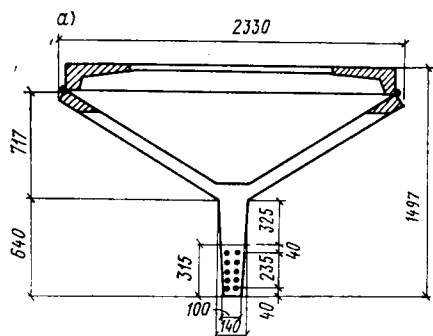


Рис. 1. Изгибаемая панель-складка

а — расчетное поперечное сечение; б — вид сбоку раскрывшихся трещин

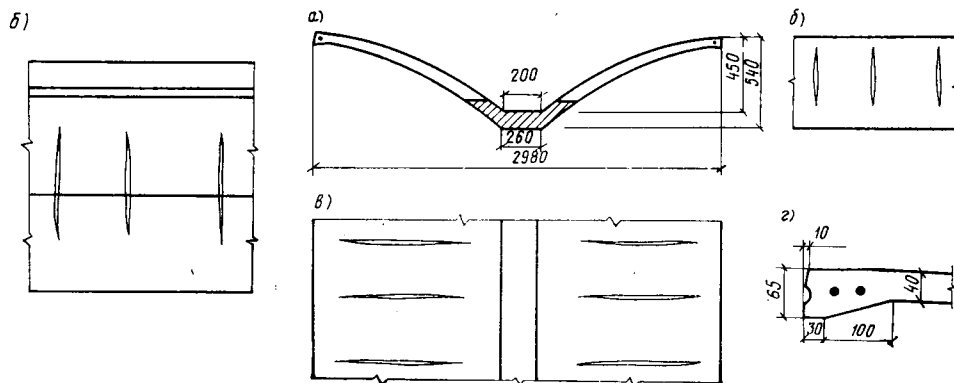


Рис. 2. Внецентренно сжатая панель-оболочка

а — расчетное поперечное сечение в зоне действия отрицательного изгибающего момента; б — вид сбоку раскрывшихся трещин; в — вид сверху раскрывшихся трещин; г — сечение растянутого продольного бортового ребра

Таблица 1

Растянутая арматура	Расчетный изгибающий момент, кН·м		Коэффициент запаса	Расчетная ширина раскрытия трещин, мм		Прогиб по середине пролета, см	
	от действующих нагрузок	по несущей способности		кратковременная	длительная	с учетом раскрытия трещин	без учета раскрытия трещин
6Ø15 К-7	1387	1439	1,037	0,440	—	—	4,65
8Ø15 К-7	1387	1734	1,250	0,157	0,082	8,98	4,65
10Ø15 К-7	1387	1855	1,340	0,130	0,074	7,82	4,65

Таблица 2

Конструкция	Условия работы	Участок растянутой зоны		Растянутая арматура			Приведенная площадь участка растянутой зоны, см²
		площадь, см²	класс бетона	класс, диаметр	A_s , см²	$A_s \frac{E_s}{E_b}$, см²	
Панель-складка	Изгиб	352,3	B30	10Ø15 К=7	14,15	86,0	438,3
Панель-оболочка	Внецентренное сжатие	67,3	B22,5	1Ø14 А-III	1,54	11,9	79,2

туры (см. рис. 1) вплоть до уровня испытательной нагрузки, равной 1,6 расчетной.

Следует отметить также, что при расчете панелей-складок определяющим являлся расчет по образованию трещин. Например, при проектировании панелей-складок длиной 24 м (табл. 1) по прочности было бы достаточно принять растянутую арматуру 6Ø15 К-7. При 8Ø15 К-7 удовлетворялось усло-

вие прочности и деформативности, а ширина раскрытия трещин все еще превышала допустимую по СНиПу. Поэтому в рабочих чертежах панелей-складок в киле принята арматура 10Ø15 К-7. При этом расчетная несущая способность сечения превысила расчетный изгибающий момент на 34%. Аналогичная картина наблюдалась при проектировании панелей-складок длиной 18 м.

Полученные расчетные и эксперимен-

тальные данные подтверждают целесообразность принятого в СНиП 2.03.01—84 увеличения допустимой ширины кратковременного раскрытия трещин до 0,3 мм, а длительного — до 0,15 мм.

Трещины наблюдались также в зоне действия моментов отрицательного знака при испытании железобетонных сводов пролетом 24 м, собранных из панелей-оболочек размером 3×13 м, выполненных без преднапряжения. Железобетонный элемент работал на внецентренное сжатие: сжатая зона бетона располагалась в нижней части сечения, а растянутой являлась арматура в продольных бортовых ребрах — по 2Ø14 А-III в каждом ребре (рис. 2). При этом трещины заканчивались у продольных ребер и не пересекали их даже при нагрузке, превышающей расчетную в 1,4 раза.

Это, очевидно, связано с насыщением арматурой отдельных участков тонкостенного поперечного сечения элемента (табл. 2). Для панели-складки длиной 24 м по СНиП 2.03.01—84 допустимая ширина раскрытия трещин позволяет принять растянутую арматуру 8Ø15 К-7, при этом процент приведенного сечения арматуры также достаточно высокий (12,9%).

Долговечность

УДК 691.32:620.193

В. Ю. СЕТКОВ, канд. техн. наук, И. С. ШИБАНОВА, инж. (Норильский вечерний индустриальный ин-т)

Разрушение перекрытий промзданий при действии сернистого газа

Норильский горно-металлургический комбинат (НГМК) на капитальный ремонт строительных объектов расходует в 1,8 раза больше средств, чем определено нормами амортизационных отчислений. Это обусловлено повышенной коррозией железобетона и стали. Масовыми обследованиями строительных конструкций промзданий и сооружений предприятий НГМК установлено, что в цехах медно-никелевых переделов свыше 70% железобетонных балок и плит со сроком эксплуатации 5...45 лет имеют полностью нейтрализованный защитный слой бетона. Наблюдается коррозия арматуры. Многие конструкции находятся в аварийном состоянии. Атмосфера производственных помещений имеет температуру 5...40°C, влажность 35...100%, концентрацию SO₂ в воздухе 15...400 мг/м³. Перекрытия изготовлены из бетона на среднеалюминатном порт-

ландцементе классов В12,5...В20, марки по водонепроницаемости W2...W4 с арматурой гладкого и периодического профиля из стали марки Ст. 3 и Ст. 0, расположенной в растянутой зоне одно-

рядно. Для выявления закономерностей коррозионного разрушения железобетонных перекрытий, эксплуатируемых в воздушной среде, содержащей сернистый ангидрид, проводили комплекс натурных и лабораторных исследований. В помещениях промышленных зданий предприятий НГМК изучали условия, эксплуатации и состояние конструкций, изготовленных из бетона классов В15...В20 нормальной плотности на портландцементе с содержанием 10...11% C₃A. Обследовали балки и плиты со средней высотой сечения элементов 40,1 см при коэффициенте вариации 11%, рабочей арматурой из стали классов А-I, А-III

диаметром 14...36 мм, коэффициентом вариации пределов текучести арматуры 4,7...4,9%, площадью сечения стержней 1,6...2,8%. Средняя толщина защитного слоя бетона у обследованных конструкций равна 24,8 мм при коэффициенте вариации 16,8%. Всего было обследовано 500 не подвергнутых ремонту элементов со сроком эксплуатации до 47 лет. Структуру и минерально-фазовый состав бетона изучали с помощью физико-химических методов на контрольных образцах и образцах, отобранных из конструкций. Оценку микроструктуры, состава и марки арматурной стали проводили методами металлографического спектрального анализа.

Установлено, что сернистый ангидрид действует на бетон совместно с углекислым газом воздуха. Опережающим является процесс карбонизации бетона. Образовавшиеся в первый период кар-

бонаты разлагаются сернистым ангидридом. В нейтрализованном слое величина pH жидкой фазы бетона равна 7...9. Продукты коррозии представлены преимущественно кристаллами гипса, ангидрита и гидросульфата алюмината кальция. Образование продуктов коррозии, занимающих объем, больший объема исходного материала, приводит к уплотнению и последующему послойному разрушению бетона. Этот процесс, проявляющийся в форме шелушения, протекает с меньшей интенсивностью, чем нейтрализация.

На рис. 1 представлены экспериментальные данные и аналитические зависимости развития глубины нейтрализации бетона и его последующего послойного разрушения во времени в различных средах по СНиП 2.03.11—85. Установлено, что процессы нейтрализации и разрушения бетона описываются экспоненциальным законом. Разрушению подвержена преимущественно нижняя растянутая зона сечения элементов. При оценке несущей способности конструкций незначительным увеличением прочности бетона в нейтрализованном слое можно пренебречь. С течением времени, по мере углубления нейтрализации бетона в конструкции коррозионные процессы затухают. В общем случае процесс нейтрализации бетона аппроксимируется функцией

$$h_n = 120 e^{-\beta/\tau}, \quad (1)$$

где h_n — глубина нейтрализации бетона; τ — время эксплуатации конструкции; 120 — эмпирический коэффициент; e — основание натурального логарифма; β — показатель коррозии. Для слабо-, средне- и сильноагрессивной сред показатель β равен соответственно 30, 15 и 7,5. Между глубиной нейтрализации бетона и размером зоны разрушения существует связь, выражаемая зависимостью

$$h_p = 1,4 h_n, \quad (2)$$

где h_p — глубина разрушения бетона, равная:

$$h_p = 85 e^{-\beta/\tau}. \quad (3)$$

На рис. 2 приведены сопряженные значения показателя коррозии β и натурального логарифма концентрации в воздухе сернистого газа $\ln A$ в сухой, нормальной и влажной атмосфере производственных помещений. β определяли по формуле

$$\beta = \tau \ln (120/h_n), \quad (4)$$

где $\ln$ — натуральный логарифм.

С увеличением концентрации в воздухе SO_2 и повышением его влажности показатель β снижается. Обработкой экспериментальных данных установлена зависимость

$$\beta = 68 - 0,45 W - 4,85 \ln A, \quad (5)$$

где W — влажность воздуха внутри помещения; A — концентрация сернистого газа; 68; 0,45; 4,85 — эмпирические коэффициенты. Для установленной зависимости коэффициент множественной корреляции равен 0,94.

При окончании пассивирующего действия защитного слоя, когда нейтрализация бетона достигает рабочей арматуры, последняя начинает равномерно корродировать. На рис. 3 приведены

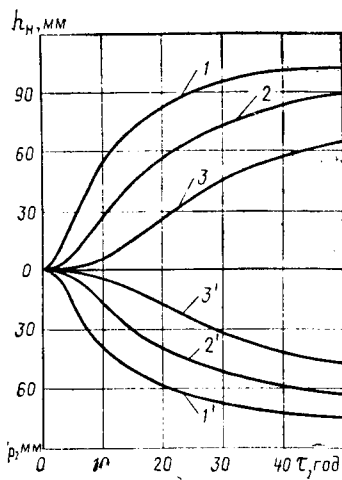


Рис. 1. Нейтрализация и разрушение бетона железобетонных балок и плит
1 — глубина нейтрализации в сильноагрессивной среде; 2 — то же, в среднеагрессивной среде; 3 — то же, в слабоагрессивной среде; 1', 2', 3' — глубина разрушения в тех же средах

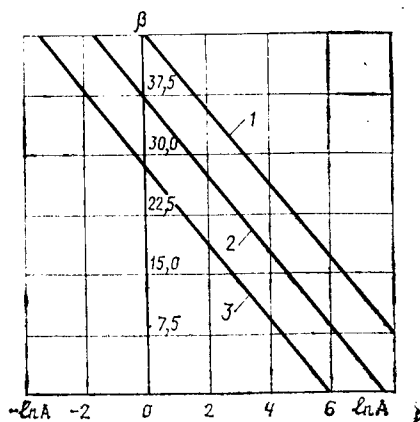


Рис. 2. Зависимость показателя β от концентрации в воздухе сернистого газа
1 — $W < 60\%$; 2 — $W = 60...75\%$; 3 — $W > 75\%$

сопряженные значения глубины коррозии арматуры и времени эксплуатации конструкции для различных сред. На основе статистического анализа многомерных данных установлена зависимость

$$\delta = \Delta [(\tau - \tau_a) + (\tau_a - \tau_0) e^{-(\tau - \tau_0)/(\tau_a - \tau_0)}], \quad (6)$$

где δ — глубина коррозии (уменьшение диаметра) арматуры; Δ — скорость коррозии арматурной стали, равная для слабо-, средне- и сильноагрессивной сред соответственно 0,17; 0,25 и 0,34 мм/год; τ_a — время полного разрушения защитного слоя бетона; τ_0 — время нейтрализации защитного слоя бетона; время полного разрушения защитного слоя бетона определяют по формуле

$$\tau_a = \beta / \ln (85/a_b), \quad (7)$$

где a_b — толщина защитного слоя бетона. Время нейтрализации защитного слоя вычисляют по формуле

$$\tau_0 = \beta / \ln (120/a_b). \quad (8)$$

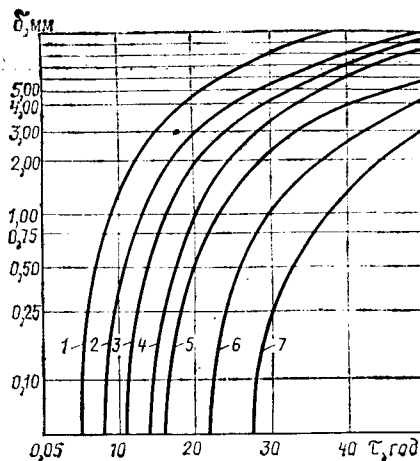


Рис. 3. Развитие коррозии арматуры во времени

1 — глубина коррозии в сильноагрессивной среде при $a_b = 25$ мм; 2 — то же, в среднеагрессивной среде при $a_b = 15$ мм; 3 — то же, при $a_b = 25$ мм; 4 — то же, при $a_b = 35$ мм; 5 — глубина коррозии в слабоагрессивной среде при $a_b = 15$ мм; 6 — то же, при $a_b = 25$ мм; 7 — то же, при $a_b = 35$ мм

В общем случае скорость коррозии можно определить по эмпирической формуле

$$\Delta = 0,005 W + 0,03 \ln A - 0,22, \quad (9)$$

где 0,005; 0,03; 0,22 — эмпирические коэффициенты. Коэффициент множественной регрессии уравнения (6) равен в среднем 0,91.

Вывод

Долговечность железобетонных изгибаемых элементов из бетона на среднеалюминатном портландцементе классов В15...В20 нормальной плотности с арматурой гладкого и периодического профиля из стали классов А-I и А-III, работающих в условиях воздействия сернистого газа, рекомендуется определять с учетом коррозионного разрушения бетона и арматуры по установленным закономерностям.

Новые изобретения

№ 43*

А. с. 1353605 СССР, МКИ³ В 28 В 21/90. Устройство для сборки и разборки форм железобетонных изделий/В. Ф. Добринский, А. Я. Самурин, Е. Я. Бахрех (СССР); Ленинградский филиал Всесоюзного ин-та Оргэнергострой.

А. с. 1353761 СССР, МКИ³ С 04 В 38/10. Сырьевая смесь для изготовления пенобетона/Н. В. Шпирько, И. И. Марон, О. И. Марон и др. (СССР); Днепропетровский инженерно-строительный ин-т.

А. с. 1353873 СССР, МКИ³ Е 04 В 1/38, 1/60. Стыковое соединение стеновых панелей с несущей конструкцией здания/В. А. Максименко, С. Е. Соколовский (СССР); МНИИТЭП.

*См.: Открытия. Изобретения.— 1987.

Математическая модель процесса коррозии бетона в жидких средах

Проблема коррозии бетона вызывает необходимость в принципе изменить отношение к этому явлению. Одна из причин этого связана, по-видимому, с тем, что существующие нормативные документы (СНиП 2.03.11—85) не определяют долговечность конструкций, работающих в агрессивных условиях, а лишь назначают в зависимости от степени агрессивного воздействия среды средства защиты бетона и железобетона. Следует отметить, что нормы агрессивности обычно не совпадают точно с предполагаемой агрессивностью среды, что неизбежно приводит или к ненужному удорожанию строящихся объектов, или к снижению долговечности конструкций.

В связи с этим весьма актуальным является вопрос получения аналитических зависимостей, описывающих явление коррозионного разрушения и позволяющих расчетом определить как долговечность конструкций, так и прогнозировать ожидаемую глубину поражения бетона. Применение таких зависимостей позволит экономически обоснованно назначать средства защиты и устанавливать оптимальные характеристики бетона.

Полученные в последние годы на основе применения метода математического моделирования теоретические решения [1, 2] хорошо согласуются с экспериментальными данными. Автором приведен пример реализации расчетов долговечности бетона на ЭВМ для коррозии 3-го вида.

В соответствии с работами [1, 2] этот вид коррозии, где разрушение конструкции происходит в результате действия кристаллизационного давления, вызванного соевыми отложениями в порах бетона, развивается на трех этапах.

На 1-м этапе концентрация раствора новообразования (фаза 3) в порах бетона C_3 еще не достигла значения, обеспечивающего выпадение зародышей этой фазы, и процесс протекает как процесс 2-го вида, т. е. без отложения солей в порах бетона. При этом глубина поражения L

$$\left. \begin{aligned} L &= \sqrt{K_2 T + M_1^2} - M_1 \\ \text{или } L &= \frac{K_2 T}{2M_1} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

где K_2 — константа скорости процесса; T — время наблюдения; M_1 — толщина пристенного слоя.

Этот процесс заканчивается при $T = T_1$, когда концентрация раствора C_3 достигает значения, обеспечивающего выпадение зародышей фазы 3. Установлено, что

$$T_1 = \frac{M_1^2 E_6}{2 D_3} \quad (2)$$

где $M_1 = \frac{M P_2}{P_3 \sqrt{U}}$, D_3 — коэффициент диффузии фазы 3 через поры, не тронутые коррозией и наполненные водой; $M = \delta \sqrt{U_0}$; δ — толщина пристенного слоя; U_0 — некоторая условная скорость течения внешней среды вдоль поверхности образца; U — фактическая скорость; E_6 — некоторая функция от параметра E_4

$$E_6 = \left(\frac{E_4}{1 - E_4} \right)^2; \quad E_4 = \frac{C_3}{C_2};$$

P_1, P_2 — пористость исходного материала до и после воздействия

$$P_1 = \frac{W - 0,16}{W + 0,32}; \quad P_2 = P_1 + (1 - P_1) B;$$

B — доля цементного камня, растворимая в данном растворителе; C_2 — фактическая концентрация агрессивного раствора; C_1 — условная растворимость цементного камня; C_3 — концентрация внешнего агрессивного раствора, способная вызвать образование зародышей.

Из формул (1), (2) находим глубину поражения L_1 , возникающую в момент T_1 , т. е. по окончании 1-го этапа

$$\begin{aligned} L_1 &= \sqrt{K_2 T_1 + M_1^2} - M_1 \approx \\ &\approx \frac{K_2 T_1}{2M_1} = \frac{K_2 E_6 M_1}{4D_3} \end{aligned} \quad (3)$$

$$\text{где } K_2 = \frac{K_4 Z_0 (C_2 + C_1)(W + W_0)}{B};$$

$$K_4 = \frac{D_2}{0,24 S_1 N}; \quad Z_0 = \exp U_1 \frac{1 - Z_1}{Z_2};$$

$$W_0 = \frac{B}{2} - \frac{1}{16};$$

W, W_0 — водоцементное отношение и поправка к нему; Z_1, Z_2 — температура системы; Z_0 — влияние температуры на скорость процесса; N — стехиометрический коэффициент химической реакции; $S_1 = \frac{(1 + N) G_1}{G_2}$; G_1, G_2 — удельная

масса исходного вещества до и после коррозии; U_1 — безразмерная энергия активации.

На 2-м этапе в порах бетона происходят умеренные осадки, которые могут даже упрочнить систему и поровое пространство. Концентрация C_3 за это время растет и достигает, наконец, значения метастабильной растворимости $C_3 = C_m$. Остаточная пористость S постепенно уменьшается ($1 > S > S_2$) и, приняв для расчета некоторое среднее значение S_4 , получим глубину поражения

$$L = \sqrt{K_2 E_7 (T - T_1) + (L_1 + M_2)^2} - M_2, \quad (4)$$

где $M_2 = M_1 S_4$; $S_4 = 0,5 (1 + S_2)$;

$$E_7 = \frac{1 + E_2 S_4}{1 + E_2}; \quad E_2 = \frac{C_2}{C_1}.$$

Этот этап заканчивается, когда наложение пор достигает некоторого критического значения и $S = S_2$. Полагая при этом, что S_2 — свойство данного материала, подсчитываем глубину поражения L_2

$$L_2 = L_1 E_5, \quad (5)$$

$$\text{где } E_5 = \left(\frac{1 - \frac{E_4}{S_2}}{1 - E_4} \right)^n; \quad n = \frac{1}{E_4 S_0};$$

$$S_0 = \frac{S_1 B}{\frac{P_1}{1 - P_1} + B};$$

$$T_2 = T_1 \left[1 + (E_5 - 1) \frac{S_4}{E_7} \right].$$

На 3-этапе коррозии 3-го вида критическое кристаллизационное давление может и не возникнуть. Тогда состояние $S = S_2$ приведет к постепенному затуханию процесса коррозии. Если же при $S = S_2$ наступает разрушение структуры цементного камня, тогда глубина

Таблица 1

Параметры	Сочетание								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
C_2 , г/л	2,00	1,50	1,30	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
W	0,45	0,45	0,45	0,55	0,65	0,55	0,55	0,55	0,55
B	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,55	0,65	0,55	0,55
T , К	293	293	293	293	293	293	293	313	333
K_2 , см ² /год	0,207	0,156	0,135	0,186	0,217	0,165	0,150	0,255	0,373

Таблица 2

T, годы	L, см, при сочетании								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	2,46	1,24	1,13	1,36	1,47	1,27	1,20	1,60	1,96
20	2,54	1,80	1,64	1,97	2,13	1,84	1,74	2,31	2,82
30	2,64	2,22	2,04	2,44	2,63	2,28	2,16	2,06	3,49
40	3,07	2,58	2,37	2,83	3,06	2,65	2,51	3,32	4,04
50	3,44	2,90	2,66	3,18	3,43	2,97	2,82	3,72	4,53

поражения определяется аналогично, как и для 2-го этапа

$$L = \sqrt{K_3 E_8 (T - T_2) + (L_2 + M_3)^2 - M_3}, \quad (6)$$

где $E_8 = \frac{1 + E_4 S_2}{1 + E_4}$; $M_3 = M_1 S_2$;

$$K_3 = \frac{K_2 A}{2},$$

где $A=2$ до разрушения структуры цементного камня; $A>2$ после начала разрушения.

Изложив в краткой форме теорию расчета коррозии бетона 3-го вида, бо-

лее подробное изложение которой приведено в работах [1, 2], переходим к реализации этих расчетов на ЭВМ — Электроника ДЗ-28.

Принятые значения основных параметров процесса даны в табл. 1, где $C_2=2...1,3$ г/л; $W=0,45...0,65$; $B=0,45...0,65$; $T=293...333$ К, при этом приняты 9 сочетаний этих параметров (см. табл. 1). Результаты расчета показаны в табл. 2, где для этих же 9 сочетаний определена глубина поражения и время Т.

Если допускаемая глубина поражения составляет, например, $L=2,5$ см, тогда для сочетания №9 она будет достигнута через 15 лет, а для №3 — через 43 года (см. табл. 2).

Таким образом, полученные результаты позволяют оценить ход процесса коррозии 3-го вида в широком диапазоне исходных данных и принять решение, уменьшающее или устраняющее возможность коррозионного влияния внешней среды на строительную конструкцию.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Полак А. Ф. Основы коррозии железобетона. Математическое моделирование процесса с применением ЭВМ. — Уфа: Уфимский нефтяной ин-т, 1986. — 25 с.
2. Полак А. Ф. Моделирование коррозии железобетона и прогнозирование его долговечности // Итоги науки и техники. Коррозия и защита от коррозии. — М.: ВИНИТИ, 1986. — Т. 12. — 35 с.

УДК 69.057.12-412

Оптимизация технологических решений заводов крупнопанельного домостроения / К. В. Михайлов, Б. В. Гусев, Е. З. Аксельрод и др. // Бетон и железобетон. — 1988. — № 3. — С. 3—5. Приведены примеры оптимизации технологических решений заводов крупнопанельного домостроения, обеспечивающие значительный прирост производительности труда, эффективное использование производственных площадей, снижение трудозатрат. Представлены принципиально новые планировочные решения главного производственного корпуса и перспективные высокотехнологизированные технологические линии. Рассмотрены технические решения для строительства новых предприятий и реконструкции действующих. — Ил. 2, табл. 1. — Библиогр.: 1 назв.

УДК 624.074.666.973.2

Несущие конструкции из керамзитобетона пониженной плотности / У. А. Ямлеев, Е. В. Кубашов, Р. А. Кудряшова, В. А. Якушин // Бетон и железобетон. — 1988. — № 3. — С. 5—7. Описаны конструкции, результаты испытаний и опыт производства и применения в Главульяновское двухскатных балок покрытия, дорожных плит и свай из керамзитобетона пониженной плотности. — Табл. 2, ил. 4. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.073.539.4

Годский О. Н. Вероятностный метод оценки прочности железобетонных плит на упругом основании // Бетон и железобетон. — 1988. — № 3. — С. 8—9. Описан метод оценки прочности эксплуатируемого покрытия аэродрома или другого подобного сооружения. По данным о силовых разрушениях, накопленных в ходе эксплуатации, и закономерностях распределения прогибов покрытия под нагрузкой устанавливается среднее значение коэффициента запаса. — Ил. 1. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 62-112

Кимберг А. М., Трусовский М. П. Использование составных конструкций при строительстве каркасно-панельных зданий в ГССР // Бетон и железобетон. — 1988. — № 3. — С. 9—10. В 1984—1985 гг. по проекту ТблЗНИИЭПа в Тбилиси возведен экспериментальный 16-этажный 64-квартирный жилой дом в новых железобетонных сборных каркасно-панельных конструкциях с натяжением арматуры в постерочных условиях. Перекрытия выполнены из каллиброванных круглопустотных панелей размерами на конструктивную ячейку каркаса 4,2×4,2 м, которые по контуру имеют сплошное сечение для восприятия усилия обжатия. Высокая эффективность новых конструкций позволяет рекомендовать их к широкому применению при строительстве жилых, общественных и производственных зданий в сейсмических районах. — Ил. 2, табл. 1. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 691.327.539.376:620.1

Прокопович И. Е., Черная Л. В. Влияние водонасыщения на кратковременное и длительное сопротивление сжатого бетона // Бетон и железобетон. — 1988. — № 3. — С. 11—12. Экспериментально изучено влияние однократного водонасыщения ранее загруженного бетона на его длительное сопротивление. Приведены значения коэффициентов, позволяющих учитывать влияние водонасыщения на кратковременное и длительное сопротивление бетона при выполнении практических расчетов. — Ил. 2, табл. 1. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 666.972.16.003.13

Левин Л. И., Рахманов В. А., Тарнарукский Г. М. Эффективный пластификатор ЛСТМ-2 // Бетон и железобетон. — 1988. — № 3. — С. 13—14. Показано влияние пластификатора ЛСТМ-2 на реологические и технологические свойства цементного теста и бетонной смеси, а также на структуру и физико-механические характеристики бетона. Проанализирован опыт промышленного освоения ЛСТМ-2 на предприятии сборного железобетона в целях экономии цемента, снижения трудозатрат и повышения качества продукции. Указаны перспективы производства и применения этого пластификатора. — Ил. 3, табл. 2. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 666.972.162

Шарифов А., Дусмуродов Т., Голубев М. Н., Камолов Г. Опыт применения бетонов с модифицированной лесом СДБ // Бетон и железобетон. — 1988. — № 3. — С. 15—16. Приведена методика модификации сульфитно-дрожжевой бражки лесом и свойства модифицированной СДБ. Модифицированная лесом СДБ имеет такие же пластифицирующие свойства, что СДБ, но не замедляет скорость твердения бетона. Добавка применяется в составе тяжелого бетона класса В 22,5. — Ил. 2. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 69.057.12-413.002.237

Рудерман Л. Г., Ким Э. В. Интенсификация производства крупнопанельных изделий // Бетон и железобетон. — 1988. — № 3. — С. 18—19. Систематизированы воспроизводственные факторы интенсификации домостроительного производства. Предложена количественная и качественная оценка форм и фаз расширенного воспроизводства основных фондов предприятий крупнопанельного домостроения. Табл. 1.

УДК 621.791.03:691.87-427

Рожненко М. Д., Дорофеев В. А. Сварочные клещи для сборки объемных арматурных каркасов // Бетон и железобетон. — 1988. — № 3. — С. 19—20. Рекомендуется несколько способов для создания и оснащения предприятий стройиндустрии удобными и надежными в работе сварочными клещами для сборки объемных каркасов: централизованно — с помощью предприятий Минэлектротехпрома СССР, с помощью строительных министерств, а также собственными силами предприятий стройиндустрии. — Ил. 3. — Библиогр.: 1 назв.

УДК 666.942.693.54

Безгипсовый портландцемент с добавкой поташа для зимнего бетонирования / Л. Г. Шпынова, М. А. Саницкий, О. Я. Шийко и др. // Бетон и железобетон. — 1988. — № 3. — С. 21—23. Рассмотрена возможность использования безгипсового портландцемента с добавками поташа и лигносульфонатов при зимнем бетонировании. Показана целесообразность применения такого бетона для безобогревного бетонирования. Приведены технологические и физико-механические свойства бетонов на безгипсовом портландцементе, твердевших при отрицательных температурах. — Табл. 3, ил. 2. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.072.2/3

Карabanов Б. В., Ильин О. Ф. Особенности расчета изгибаемых преднапряженных элементов со смешанным армированием по общему случаю // Бетон и железобетон. — 1988. — № 3. — С. 23—25. Описаны особенности методики расчета изгибаемых элементов со смешанным армированием по общему случаю, широкое использование которой позволит более экономично и надежно проектировать элементы со смешанным армированием, особенно в случаях многогранного расположения напрягаемой и ненапрягаемой высокопрочной арматуры. — Ил. 3. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 624.072.2/3:620.191.33

Залесов А. С., Максимов Ю. В. Исследование ширины раскрытия наклонных трещин в изгибаемых элементах // Бетон и железобетон. — 1988. — № 3. — С. 25—27. Дано краткое описание экспериментальных исследований по определению ширины раскрытия наклонных трещин в изгибаемых элементах. — Ил. 3, табл. 1. — Библиогр.: 1 назв.

УДК 691.327:620.191.33

Цейтлин А. А., Гордеева Т. Ф. Трещины в железобетоне // Бетон и железобетон. — 1988. — № 3. — С. 27—28. Рассмотрены случаи, когда трещины не выходят на поверхность грани, наиболее удаленной от сжатой зоны бетона, и не пересекают растянутую арматуру. — Ил. 2, табл. 2.

УДК 691.32:620.193.197

Сетков В. Ю., Шибанова И. С. Разрушение перекрытий промышленных зданий при действии сернистого газа // Бетон и железобетон. — 1988. — № 3. — С. 28—29. Приведены результаты натурного обследования железобетонных балок и плит перекрытий промышленных зданий и сооружений НГМК. Рассмотрен механизм коррозионного разрушения бетона и арматуры изгибаемых элементов в среде, содержащей сернистый газ. Представлены эмпирические зависимости показателей коррозионных повреждений от времени и параметров среды. Установленные закономерности позволяют оценить долговечность балок и плит с учетом коррозионного разрушения бетона растянутой зоны и рабочей арматуры. — Ил. 3.

УДК 691.327:620.193

Полак А. Ф. Математическая модель процесса коррозии бетона в жидких средах // Бетон и железобетон. — 1988. — № 3. — С. 30—31. Рассмотрено постепенное проникание и рост концентрации агрессивного раствора в бетон и его влияние на химические процессы внутри бетона. Установлено, что только при концентрации внешнего раствора больше некоторого критического значения возникают условия для 3-го вида коррозии. Скорость этого вида коррозии определяется расчетом. — Табл. 2. — Библиогр.: 2 назв.

CONTENTS

Mikhailov K. V., Gusev B. V., Akse-
rod E. Z., Andrejtchenko A. V., Bol-
tinsky V. A. Optimization of technolo-
gical solutions of large-panel building
construction plants
Yamleev U. A., Kubashov E. V., Kud-
rjashova R. A., Yakushin V. A. Bearing
structures from keramzite-concrete of
lower compactness
Totsky O. N. Probabilist method of
estimation of resistance of reinforced
concrete slabs on elastic foundation
Kimberg A. M., Truskovsky M. P. Utili-
zation of complex structures during
construction of frame-panel buildings
in GSSR
Prokopovich I. E., Tcheurnaja L. V.
Influence of water saturation on short-
term and on long-term resistance of
compressed concrete
Levin L. I., Rakhmanov V. A., Tarna-
routsky G. M. Efficient plastifiant
LSTM—2
Leshtchinsky M. Yu. About concrete
tempering characteristics
Rozhnenko M. D., Doropheev V. A.
Welding pincers for assembling of vo-
lumentrical reinforcing frames
Shpynova L. G., Sanitsky M. A., Shij-
ko O. Ya., Ivanova O. S. Gyps—less
portland cement with addition of po-
tash for winter concreting
Karabanov B. V., Iljin O. Ph. Peculia-
rities of estimation of bending prest-
ressed elements with mixed reinforce-
ment according to general case
Zalesov A. S., Maximov Yu. V. Invest-
igation of width of inclined cracks
opening in bending elements
Tsejtin A. A., Gordeeva T. Ph. Cracks
in reinforced concrete
Polak A. Ph. Mathematical model of
concrete corrosion process in liquid
medium

CONTENU

Mikhailov K. V., Goussev B. V., Ak-
selrod E. Z., Andrejtchenko A. V.,
Boltinsky V. A. L'optimisation des so-
lutions technologiques des usines de
construction des bâtiments en gros
panneaux
Yamleev O. A., Koubachev E. V.,
Koudrjachova R. A., Yakouchine V. A.
Les structures portantes en béton de
kéransite d'une compacité réduite
Totsky O. N. La méthode probabiliste
de l'évaluation de la résistance des
dalles en béton armé sur une fonda-
tion élastique
Kimberg A. M., Trousovsky M. P.
L'utilisation des structures complexes
pour la construction des bâtiments en
carcasses—panneaux dans GSSR
Prokopovitch I. E., Tcheurnaja L. V.
L'influence de la saturation en eau sur
la résistance à courte et à longue
durée du béton comprimé
Levine L. I., Rakhmanov V. A., Tar-
naroutsky G. M. Le plastifiant efficace
LSTM—2
Lechtshinsky M. Yu. Les caractéristi-
ques de relachement du béton
Rozhnenko M. D., Doropheev V. A. Le
pince à souder pour le montage des
carcasses d'armature volumineux
Chpynova L. G., Sanitsky M. A., Chij-
ko O. Ya., Ivanova O. S. Le ciment
portland sans gypse avec l'addition de
potasse pour le bétonnage d'hiver
Karabanov B. V., Iljine O. Ph. Les
particularités de calcul des éléments
précontraints sollicités en flexion avec
des armatures mélangés suivant le
cas général
Zalessov A. S., Maximov Yu. V. Les
études de largeur d'ouverture des fis-
sures obliques dans les éléments solli-
cités en flexion
Tsejtlina A. A., Gordeeva T. Ph. Les
fissures dans le béton armé
Polak A. Ph. Le modèle mathématique
du processus de la corrosion du béton
dans les milieux liquides

INHALTSVERZEICHNIS

Michailow K. W., Gussew B. W., Ak-
selrod Je. S., Andrejtschenko A. W.,
Boltinskij W. A. Optimierung der tech-
nologischen Lösungen für Plattenwerke
Jamljew U. A., Kubaschow Je. W.,
Kudrjaschowa R. A., Jakuschin W. A.
Tragende Konstruktionen aus Keram-
sitbeton von verminderter Dichte
Tozkij O. N. Wahrscheinlichkeitsme-
thode der Festigkeitsbeurteilung von
Stahlbetonplatten auf elastischem Un-
tergrund
Kimberg A. M., Truskowskij M. P. An-
wendung von zusammengesetzten Kon-
struktionen beim Bau der Skelettplat-
tenbauten in der Grusinischen Sozia-
listischen Sowjetrepublik
Prokopowitsch I. Je., Tschjornaja L. W.
Einfluss der Wassersättigung auf kurz-
und langzeitigen Widerstand des Druck-
betons
Lewin L. I., Rachmanow W. A., Tar-
naruzkij G. M. Wirksamer Plastifikator
von LSTM—2
Lestschinskij M. Ju. Entspannungscha-
rakteristiken des Betons
Roshnenko M. D., Dorofejew W. A.
Schweisszange für Montage von räum-
lichen Bewehrungs skeletten
Spynowa L. G., Sanizkij M. A., Schij-
ko O. Ja., Iwanowa S. S. Gipsloser
Portlandzement mit Pottaschensatz
für Betonieren im Winter
Karabanow B. W., Iljin O. F. Berech-
nungsbesonderheiten von auf Biegung
beanspruchten Vorspannbaulementen mit
Mischbewehren im allgemeinen Fall
Salessow A. S., Maksimow Ju. W. Un-
tersuchung der Öffnungsbreite von
Schrägrissen in auf Biegung beans-
pruchten Bauelementen
Zejtlin A. A., Gordejewa T. F. Risse
im Stahlbeton
Polack A. F. Mathematisches Modell des
Korrosionsvorganges des Betons in
flüssigen Medien.

Редакционная коллегия: И. Н. Ахвердов, Ю. М. Баженов, В. Н. Байков, А. И. Буракас, Ю. В. Волконский, А. М. Горш-
ков, П. А. Демянюк, В. Т. Ильин, Н. М. Колоколов, М. Г. Костюковский, В. В. Михайлов, К. В. Михайлов (главный редактор),
В. М. Москвин, Ю. М. Мухин, Д. А. Паньковский, В. С. Подлесных, Б. Я. Рискинд, С. И. Сименко, В. В. Судаков, Д. М. Чуд-
новский, А. А. Шлыков (зам. главного редактора)

Почтовый адрес редакции: 101442, ГСП, Москва, Каляевская, 23а
Тел. 292-41-34, 292-62-05

Технический редактор Е. Л. Сангурова

Корректор Н. А. Шатерникова

Сдано в набор 13.01.88.
Формат 60×90¹/₁₆.
Тираж 12419 экз.

Печать высокая.

Подписано в печать 09.02.88.
Бумага книжно-журнальная.
Зак. № 4

Усл. печ. л. 4,0.

Усл. кр.-отт. 4,75.

Т-06348
Уч.-изд. л. 6,86
Цена 60 коп.

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

Новые изобретения

№ 39*

А. с. 1346427 СССР, МКИ³ В 28 В 1/08. Пустотообразовательная виброустановка для формирования многопустотных изделий из бетонных смесей/Г. К. Мелешко, А. В. Матеха, И. И. Иванов (СССР); Симферопольский филиал Днепропетровского инженерно-строительного ин-та.

А. с. 1346429 СССР, МКИ³ В 28 В 7/08. Кантователь для железобетонных изделий типа колонн/В. М. Барков, А. ЛИ, Г. П. Холодков (СССР); Целиноградский филиал Индустрой-проекта.

А. с. 1346430 СССР, МКИ³ В 28 В 7/22. Установка для изготовления изделий из бетонных смесей методом отпечатка/В. С. Слинченко, Б. Т. Озерский, П. Е. Заболотный и др. (СССР); СКБ Главмостостроя и трест Мостострой № 1 Главмостостроя.

А. с. 1346431 СССР, МКИ³ В 28 В 7/24. Кассетная форма для изготовления изделий из бетонных смесей/А. С. Дмитриев, В. А. Мамаев (СССР); ПТТ Оргтехстрой Главзастоя.

А. с. 1346433 СССР, МКИ³ В 28 В 21/14. Устройство для уплотнения бетонных смесей/Н. В. Зуб, Л. П. Туляков, А. Ф. Требухин (СССР); РПТПО Росортгестрой Агропромостроя.

А. с. 1346434 СССР, МКИ³ В 28 В 21/30. Устройство для формирования центрифугированных трубчатых изделий/А. Л. Ционский, А. Е. Шмурнов, Т. И. Бугакова (СССР); НИИЖБ.

А. с. 1346435 СССР, МКИ³ В 28 В 21/54. Способ изготовления виброгидропрессованных труб со спирально-перекрестным арматурным каркасом/А. Л. Ционский, В. С. Гершвальд, В. А. Хрипунов и др. (СССР); НИИЖБ и ПО Промводмонтаж.

А. с. 1346436 СССР, МКИ³ В 28 В 21/78. Устройство для тепловой обработки трубчатых изделий из бетонных смесей/А. Л. Ционский, В. А. Хрипунов, В. В. Пирожников и др. (СССР); НИИЖБ.

А. с. 1346614 СССР, МКИ³ С 04 В 26/12. Полимербетонная смесь/В. И. Соломатов, В. П. Селяев, В. Г. Шаров и др. (СССР); Мордовский государственный ун-т.

А. с. 1346616 СССР, МКИ³ С 04 В 28/00, 35/18. Огнеупорная бетонная смесь/М. Т. Мельник, Е. В. Доронин (СССР); ХИИКС.

А. с. 1346617 СССР, МКИ³ С 04 В 28/08. Бетонная смесь. В. А. Королев, А. В. Кузнецов, Ю. В. Гасин, В. И. Шестаков (СССР); Кузнецкий металлургический комбинат.

А. с. 1346620 СССР, МКИ³ С 04 В 28/24. Сырьевая смесь для изготовления легкого жаростойкого бетона/Ф. А. Лучинина, Г. А. Сиротин, Г. С. Веретинская (СССР); Минский НИИСМ.

А. с. 1346722 СССР, МКИ³ Е 01 D 21/00. Способ усиления и уширения железобетонного балочного пролетного строения моста/М. А. Сумин, Е. Л. Крамер, В. В. Мусохранов (СССР); РПТТ Росдороргтехстрой.

А. с. 1346724 СССР, МКИ³ Е 02 В 3/16. Крепежный элемент опалубки железобетонных резервуаров/М. И. Пужаскас (СССР); Клайпедский строительный трест.

А. с. 1346727 СССР, МКИ³ Е 02 В 9/06. Контактная дрена бетонного сооружения/В. Ф. Илюшин, В. М. Чирков (СССР).

А. с. 1346740 СССР, МКИ³ Е 04 В 5/00. Перекрытие, воспринимающее удар падающего тела/Б. С. Чайка (СССР); Львовское отделение Атомтеплоэлектрострой.

А. с. 1346741 СССР, МКИ³ Е 04 В 5/48. Сборная многопустотная панель перекрытия/Ю. Н. Хромец, Э. Н. Кодыш, Н. Н. Александрова и др. (СССР); ЦНИИПромзданий.

А. с. 1346742 СССР, МКИ³ Е 04 С 1/08, 1/10. Пустотный блок сборно-моноклитных сооружений/В. С. Коган, В. Б. Арончик, Л.-Х. Б. Циммерманис и др. (СССР); ЛатНИИЭС.

А. с. 1346743 СССР, МКИ³ Е 04 F 21/12. Устройство для набрызга бетонной и тому подобной смеси/Р. Д. Меркин, Ю. М. Гапанович, М. А. Лев и др. (СССР); ЦНИИПС.

А. с. 1346744 СССР, МКИ³ Е 04 G 11/04. Пневмоопалубка/Е. П. Борзых, В. Г. Полторацкий, А. Ф. Тарасов (СССР).

А. с. 1346745 СССР, МКИ³ Е 04 G 11/22. Опалубка для бетонирования моноклитных перекрытий/С. Н. Фирсов (СССР); НПО Союзмоноклитгестрой.

А. с. 1346746 СССР, МКИ³ Е 04 G 11/22. Устройство для подъема скользящей опалубки/Л. А. Сильченко, В. Л. Сильченко (СССР); ЦМИПКС при МИСИ.

А. с. 1346747 СССР, МКИ³ Е 04 G 21/12. Устройство для электронагрева арматурных стержней с анкерными головками/П. Ф. Казятин, З. А. Девяткина (СССР); Челябинский Промстрой-НИИПроект.

А. с. 1346748 СССР, МКИ³ Е 04 G 21/26. Способ монтажа покрытия/Г. Б. Кирьяков, Ю. М. Придатко (СССР); Ярославский политехнический ин-т.

А. с. 1346806 СССР, МКИ³ Е 21 D 11/00. Способ сооружения обделки тоннеля из моноклитного пресс-бетона/С. Ф. Сендерович, А. В. Сиванбаев (СССР); Мосинжпроект.

А. с. 1346808 СССР, МКИ³ Е 21 D 11/00. Смеситель для затворения набрызг-бетона/Н. С. Малащенко, И. А. Луценко, И. Н. Афонин и др. (СССР); Криворожский филиал ВНИИОМШС.

№ 40

А. с. 1348179 СССР, МКИ³ В 28 В 1/08. Вибрационная площадка/Е. А. Логвиненко, Г. К. Волков, А. А. Иванов и др. (СССР); Днепропетровский государственный ун-т.

А. с. 1348182 СССР, МКИ³ В 28 В 21/80. Замок формы для изготовления центрифугированных изделий из бетонных смесей/С. А. Генкин, Е. Л. Барышев (СССР); СКБ автоматики и нестандартного оборудования Главмостостройматериалов.

А. с. 1348133 СССР, МКИ³ В 28 В 21/82. Многоступенчатая форма для изготовления трубчатых изделий из жестких бетонных смесей с немедленной распалубкой/П. М. Цигельный, А. Б. Мосенков, Ф. И. Зайцев, Г. А. Низовкин (СССР); ВНИИЖТ.

А. с. 1348311 СССР, МКИ³ С 04 В 18/18. Заполнитель для жаростойкого бетона/А. А. Новопашин, Т. Б. Арбузова, И. Д. Серегина и др. (СССР); Куйбышевский инженерно-строительный ин-т.

А. с. 1348320 СССР, МКИ³ С 04 В 38/08. Сырьевая смесь для изготовления легкого бетона/М. Г. Бадалян, Ж. М. Аствацатурян, И. Г. Габриэлян и др. (СССР); НПО «Камень и силикаты» Минпромстройматериалов АрмССР.

А. с. 1348324 СССР, МКИ³ С 04 В 41/64. Композиция для пропитки бетона/В. А. Свицерский, И. И. Чирикалов, Е. А. Пашенко, В. А. Рослякова (СССР); Киевский политехнический ин-т.

А. с. 1348468 СССР, МКИ³ Е 04 G 9/00. Опалубка для возведения сооружений из моноклитного железобетона/О. Н. Парфентьев (СССР); Одесский филиал Оргэнергогестрой.

А. с. 1348469 СССР, МКИ³ Е 04 G 21/12. Устройство для натяжения и отпуска арматуры/Ф. Е. Клименко, З. Я. Блехарский (СССР); Львовский политехнический ин-т.

А. с. 1348525 СССР, МКИ³ Е 21 D 11/10. Туннельная опалубка/В. А. Белимов, Н. В. Берников, В. Н. Клевцов (СССР); тресты Алма-Атаоргтехстрой и Алма-Атажилстрой.

№ 41

А. с. 1350013 СССР, МКИ³ В 28 В 1/08. Устройство для формирования изделий из бетонной смеси/В. Н. Власов, Б. Г. Трегубов, И. М. Бондаренко (СССР); Ин-т горного дела СО АН СССР.

А. с. 1350014 СССР, МКИ³ В 28 В 1/08. Установка для формирования многопустотных панелей/В. В. Гулунов, Ю. П. Чурсин, Н. А. Сабитов (СССР); ПО Челябинский завод ЖБИ № 1.

А. с. 1350015 СССР, МКИ³ В 28 В 1/08. Виброударная площадка для уплотнения бетонных смесей в форме/А. С. Шипилов, Ю. К. Ионов, В. П. Штепа (СССР); Днепропетровский инженерно-строительный ин-т.

А. с. 1350016 СССР, МКИ³ В 28 В 1/08. Устройство для крепления формы к подвижному раме виброплощадки/Г. Е. Шигаев, В. П. Егоров, А. В. Мещерин, В. И. Солоухин (СССР); КБ по железобетону.

А. с. 1350025 СССР, МКИ³ В 28 В 1/50, Е 04 G 11/22. Способ формирования железобетонных изделий в коробчатой скользящей опалубке и устройстве для его осуществления/Л. А. Сильченко, В. Л. Сильченко, В. А. Реут (СССР); ЦМИПКС при МИСИ.

А. с. 1350026 СССР, МКИ³ В 28 В 7/00. Приспособление для изготовления бетонных образцов/Ю. В. Соколов (СССР); Сибирский автомобильно-дорожный ин-т.

А. с. 1350026 СССР, МКИ³ В 28 В 7/02. Форма для изготовления изделий из бетонных смесей/В. П. Загребя, А. Н. Власенко, С. Н. Безвершук и др. (СССР); Винницкий политехнический ин-т.

* См.: Открытия. Изобретения. — 1987.

Новые изобретения

- А. с. 1350027 СССР, МКИ³ В 28 В 7/04. Форма для изготовления изделий из бетонных смесей/Г. В. Хомерики, А. А. Штейнберг. (СССР); трест Стройиндустрия Минстроя ГССР.
- А. с. 1350028 СССР, МКИ³ В 28 В 7/22. Установка для формования вентблоков/В. С. Сабуров, В. П. Егоров, А. Г. Казаков, Ю. Г. Зайцев (СССР); КБ по железобетону.
- А. с. 1350029 СССР, МКИ³ В 28 В 7/24. Форма для изготовления изделий из бетонных смесей/О. А. Прохорцев, А. Ю. Хухлаев (СССР); ВНИИжелезобетон.
- А. с. 1350030 СССР, МКИ³ В 28 В 7/24. Кассетная форма/О. Г. Есиков, Х. М. Орибе, Е. М. Таткин, В. Т. Шаленный (СССР); Днепропетровский инженерно-строительный ин-т.
- А. с. 1350032 СССР, МКИ³ В 28 В 7/38. Смазка для форм/Е. Я. Прасолов, Л. И. Каплунов, А. Н. Павликов и др. (СССР); Полтавский инженерно-строительный ин-т.
- А. с. 1350033 СССР, МКИ³ В 28 В 7/38. Смазка для форм/Е. Я. Прасолов, Л. И. Каплунов, А. Н. Павликов, М. Л. Рубановский (СССР); Полтавский инженерно-строительный ин-т.
- А. с. 1350037 СССР, МКИ³ В 28 В 17/00. Устройство для изготовления пустотелых железобетонных изделий/А. П. Аржановская (СССР); Ростовский ПромстройНИИпроект.
- А. с. 1350038 СССР, МКИ³ В 28 В 21/30. Форма для изготовления центрифугированных трубчатых изделий из бетонных смесей/П. М. Айзенбанд, М. С. Петриковец (СССР); ПТБ Водостройиндустрия.
- А. с. 1350039 СССР, МКИ³ В 28 В 21/36. Сердечник формы для изготовления трубчатых изделий из бетонных смесей/Н. В. Тарасенко, А. И. Ловченко, М. З. Заболотный, Д. А. Гуревич (СССР); УкрНИИГим.
- А. с. 1350040 СССР, МКИ³ В 28 В 21/70. Способ производства напорных труб/Б. Г. Ерышало, С. А. Нагорнов, Е. А. Коган (СССР); ВНПО Союзжелезобетон.
- А. с. 1350139 СССР, МКИ³ С 04 В 7/28. Способ приготовления силикатобетонной смеси/И. А. Веретевская, Ю. А. Валдре, Е. А. Галибина и др. (СССР); НИПСи силикатобетон.
- А. с. 1350142 СССР, МКИ³ С 04 В 22/08. Вяжущее для бетонной смеси/Л. М. Добщиц, В. М. Смолянский, А. Е. Шейкин, М. Е. Рыжевский (СССР); МИИТ.
- А. с. 1350143 СССР, МКИ³ С 04 В 24/32. Бетонная смесь/В. И. Козьмина, К. И. Карасев, Ц. Б. Сергеева (СССР); Читинский политехнический ин-т.
- А. с. 1350144 СССР, МКИ³ С 04 В 26/12. Полимербетонная смесь/Н. А. Самигонов, В. И. Соломатов, А. Т. Джалилов и др. (СССР); Ташкентский политехнический ин-т.
- А. с. 1350145 СССР, МКИ³ С 04 В 26/12. Полимербетонная смесь/В. И. Соломатов, В. П. Селяев, М. А. Изкин и др. (СССР); Мордовский государственный ун-т.
- А. с. 1350149 СССР, МКИ³ С 04 В 28/00. Бетонная смесь/Ю. Н. Червяков, П. В. Захарченко, М. Т. Ларионов, Е. В. Ендржеевский (СССР); НИИСМИ.
- А. с. 1350278 СССР, МКИ³ Е 04 В 1/04. Железобетонная рама каркаса здания или сооружения/К. Н. Шадунц, В. В. Подтелков (СССР); Кубанский сельскохозяйственный ин-т.
- А. с. 1350280 СССР, МКИ³ Е 04 В 1/38, Е 02 Д 27/34. Стыковое соединение колонн с фундаментом стаканного типа/В. В. Краснобаев, Я. И. Маркус, И. А. Козлов (СССР); НИИСК.
- А. с. 1350281 СССР, МКИ³ Е 04 В 1/38, 1/20. Конструктивная система каркаса/И. С. Макулин, М. М. Карбачинский, Ю. Д. Лысенко и др. (СССР); ЦНИИПромзданий.
- А. с. 1350282 СССР, МКИ³ Е 04 В 1/38, 1/66. Стыковое соединение сборных железобетонных элементов/А. П. Новоселов, А. И. Усачев (СССР); Челябинский политехнический ин-т.
- А. с. 1350285 СССР, МКИ³ Е 04 В 7/00. Железобетонное безрулонное покрытие/Л. А. Коробов, Е. К. Качановский, И. Е. Путляев и др. (СССР); НИИЖБ.
- А. с. 1350287 СССР, МКИ³ Е 04 С 2/26. Способ изготовления наружной стеновой панели/В. П. Батюк, Е. Н. Булатова, В. В. Гончаров и др. (СССР); НИИСП.
- А. с. 1350292 СССР, МКИ³ Е 04 F 21/00. Устройство для нанесения набрызг-бетона/О. В. Белоусов, В. И. Гусев, С. В. Якилович (СССР); ЛИСИ.
- А. с. 1350296 СССР, МКИ³ Е 04 G 11/20. Устройство для возведения железобетонных цилиндрических резервуаров/В. Д. Садилов, А. С. Туркин, А. И. Косолапов и др. (СССР); ПТИ по совершенствованию, организации, технологии и механизации строительства, экономики и АСУ.
- А. с. 1350297 СССР, МКИ³ Е 04 G 11/36. Опалубка для возведения монолитного железобетонного перекрытия/Д. С. Аронов (СССР).
- А. с. 1350298 СССР, МКИ³ Е 04 G 13/02. Опалубка для изготовления монолитных железобетонных фундаментов/А. Г. Черных (СССР).
- А. с. 1350299 СССР, МКИ³ Е 04 G 17/00. Опалубка для возведения стен/В. А. Белимов, Н. В. Берников (СССР); трест Алма-Атаоргтехстрой.
- А. с. 1350302 СССР, МКИ³ Е 04 G 21/12. Способ изготовления железобетонных тубингов/Е. З. Ерманюк, В. А. Медников, А. И. Саранина и др. (СССР); НИЛ ФХММ и ТП.
- А. с. 1350307 СССР, МКИ³ Е 04 Н 5/00. Каркас производственного здания/М. Е. Зарецкий. ПИ № 2 Госстроя СССР (СССР).
- А. с. 1350308 СССР, МКИ³ Е 04 Н 5/00. Каркас производственного здания/Э. Н. Кодыш, Л. Л. Лемыш, В. Н. Запара, И. И. Мордухович (СССР); ЦНИИПромзданий.
- А. с. 1351789 СССР, МКИ³ В 28 В 1,08. Устройство для уплотнения бетонных смесей в форме/Я. И. Учитель (СССР); ПТТ Оргтехстрой Минстроя ЛатвССР.
- А. с. 1351792 СССР, МКИ³ В 28 В 13/02. Устройство для формования изделий из бетонных смесей/В. Н. Гарнец, Н. И. Нетеса, Б. В. Гусев и др. (СССР); Киевский инженерно-строительный ин-т.
- А. с. 1351793 СССР, МКИ³ В 28 В 13,02. Устройство для укладки и уплотнения бетонных смесей/П. Н. Савватеев, Ю. Б. Медведев (СССР); Ярославский политехнический ин-т.
- А. с. 1351903 СССР, МКИ³ С 04 В 22/08. Вяжущее для бетонной смеси или строительного раствора/В. С. Исаев, Г. Л. Баженов, Н. В. Буров и др. (СССР); Горьковский инженерно-строительный ин-т и НИИЖБ.
- А. с. 1351904 СССР, МКИ³ С 04 В 28/00, 20/10. Способ приготовления бетонной или растворной смеси/В. А. Матвиенко, В. П. Беляк, В. Н. Губарь, А. Н. Шматченко (СССР); Макеевский инженерно-строительный ин-т.
- А. с. 1351905 СССР, МКИ³ С 04 В 28/04. Бетонная смесь/О. С. Петрошвиц, Э. В. Шюша, Р. А. Навицкене, А. А. Шульчюс (СССР); Каунасский политехнический ин-т.
- А. с. 1351907 СССР, МКИ³ С 04 В 28/26. Смесь для жаростойкого бетона/Ю. П. Горлов, В. П. Рыбалкин, Б. Д. Готурбиев и др. (СССР); МИСИ.
- А. с. 1352013 СССР, МКИ³ Е 04 В 1/38, 1/60. Стыковое соединение стеновых панелей с колонной/А. А. Кравченко, А. П. Штифанов (СССР); КазпромстройНИИпроект.
- А. с. 1352014 СССР, МКИ³ Е 04 В 7/00. Покрытие многопролетного здания/В. С. Истомин, С. И. Бычков, Б. И. Куликов (СССР); Иркутский Промстройпроект.
- А. с. 1352015 СССР, МКИ³ Е 04 В 7/10, 1/32. Свод двоякой кривизны/С. В. Поляков, А. В. Черкашин, Л. И. Маслова и др. (СССР); ЦНИИСК.
- А. с. 1352018 СССР, МКИ³ Е 04 С 5/04. Арматурный каркас и способ его изготовления/В. Б. Ароичик, А. Я. Игнатан, А. Т. Коротов и др. (СССР); ЛатНИИЭС.
- А. с. 1352019 СССР, МКИ³ Е 04 С 5/18. Фиксатор для соединения петлевых изгибов арматурных каркасов/В. И. Кулай (СССР); Одесский филиал Оргэнергостроя.
- А. с. 1352020 СССР, МКИ³ Е 04 G 11/00. Арматурный блок/М. Б. Джуринский (СССР); Всесоюзный ин-т Оргэнергостроя.
- А. с. 1352023 СССР, МКИ³ Е 04 G 21/12. Способ усиления железобетонного строительного элемента/О. М. Сысов, Г. Д. Моисеенко (СССР); ЦНИИПромзданий.
- А. с. 1352024 СССР, МКИ³ Е 04 G 21/12. Способ образования анкерных головок/В. В. Гулунов, В. Г. Мочалов, В. В. Ильин (СССР); ПО Челябинский завод ЖБИ № 1.
- А. с. 1352025 СССР, МКИ³ Е 04 21/18. Приспособление для монтажа строительных конструкций/А. Н. Демидов, И. З. Зинюков (СССР).