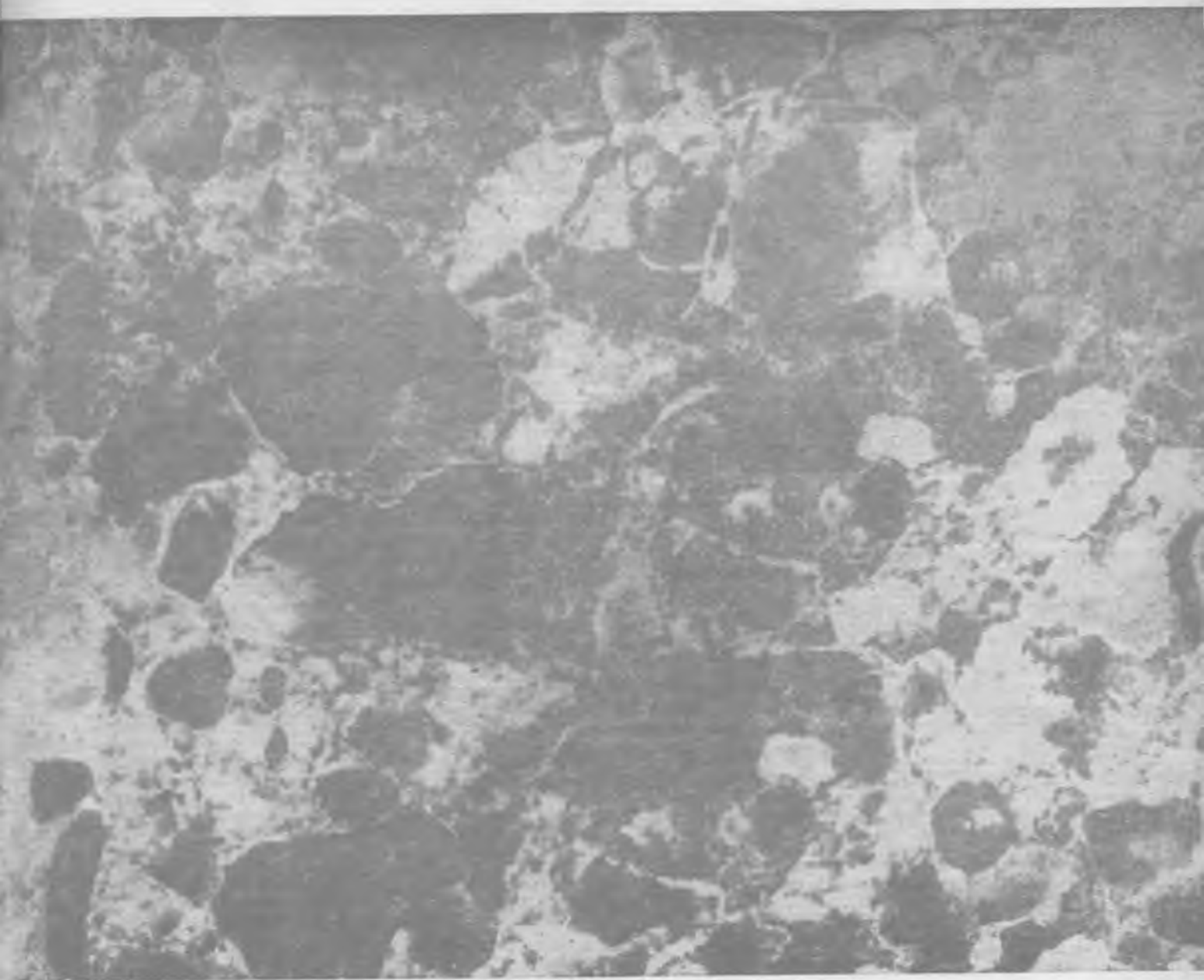


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

10
1985



Новые конструкции стеновых панелей

В объединенных павильонах «Строительство» ВДНХ СССР на Фрунзенской набережной в Москве экспонируются конструкции, предложенные и внедренные специалистами Главмоспромстройматериалов.

Специальное конструкторско-технологическое бюро автоматики и нестандартизированного оборудования Главмоспромстройматериалов (СКТБ ГМПСМ) предложило, а опытный механический завод Главмоспромстройматериалов изготовил формы для односкатных комплексных панелей покрытия типа ПРУ. Такие конструкции применяют для зданий различного назначения — школ, магазинов, кинотеатров, предприятий службы быта и т. д. Панели имеют марку бетона М400. Их габаритные размеры: ширина — 1490 мм, длина — 11 950 и 14 950; высота — 600 ... 450. Масса конструкций — 10,3 т.

Панели армированы предварительно напряженной арматурой класса А-III. Групповое натяжение осуществляется гидравлическим способом.

Полка панелей между продольными ребрами трехслойная — между наружными железобетонными слоями расположен теплоизоляционный слой из полистирольного пенопласта марки 300 толщиной 100 мм.

Панели имеют высокую заводскую готовность. Внутренняя лицевая их поверхность полностью готова под окраску, а верхняя покрывается гидроизоляционным составом или на нее наклеивают гидроизоляционный ковер.

Использование комплексных панелей покрытия типа ПРУ вместо железобетонных типа ТТ позволяет отказаться от устройства паро- и теплоизоляции, цементной стяжки, подсыпок для образования уклонов кровли на строительной площадке. Трудоемкость кровельных работ уменьшается на 40%.

Для изготовления таких панелей разработана универсальная форма для 14 видов изделий различного назначения пролетами 12 и 15 м. Размеры формы (длина×ширина×высота) 16000×2320×930 мм. Масса формы 15 600 кг, с изделием — 25 340 кг.

Металлическая форма состоит из поддона, продольных и торцевых бортов, съемных кессонов и заглушек. Борта откручиваются под углом 45°.

Поддон — сварной листовой конструкции с заглуплениями под продольные балки изделия. По его торцам установлены фиксаторы под напрягаемую арматуру. Усилия напряжения воспринимает поддон. Продольные борта формы шарнирно связаны с поддоном; торцевые — переставные.

Съемные кессоны служат для переналадки формы для выпуска разных изделий.

Применение переналаживаемых форм позволило увеличить мобильность производства, вдвое уменьшить парк форм. Это дало возможность сэкономить 75 т металла, снизить затраты на изготовление и складирование форм.

На заводе ЖБИ № 18 используют 5 форм. Годовой экономический эффект составил 40 тыс. р.

Для строительства 17-этажных жилых зданий в Москве применяются наружные трехслойные керамзитобетонные панели Н42-1 с улучшенными теплоизоляционными свойствами.

Первый наружный фактурный слой панелей толщиной 100 мм и третий слой толщиной 120 мм выполнены из керамзитобетона марки М150 объемной массой в сухом состоянии 1400 кг/м³. Второй слой — утеплитель — полистирольный пенопласт ПСБ-С толщиной 100 мм. Внутренний фактурный слой

толщиной 20 мм — из цементно-песчаного раствора марки М75.

Фасадная сторона облицовывается керамическими плитками разной цветовой гаммы. Габаритные размеры панели (длина×высота×толщина) 4855×3250×340 мм. Проектная масса — 4,93 т. Площадь облицовки керамической плиткой 9 м².

Панели изготавливают по поточно-агрегатной технологии. Вначале готовят формы и укладывают ковры с облицовочными керамическими плитками, устанавливают арматуру нижнего слоя керамзитобетона, укладывают и уплотняют этот слой. Затем укладывают полистирольный пенопласт и устанавливают верхнюю арматуру. После этого укладывают и уплотняют верхний слой керамзитобетона, фактурный слой цементно-песчаного раствора, который затем затирают. Укладка керамзитобетона и цементно-песчаного раствора производится бетоноукладчиком и раствороукладчиком, а уплотнение керамзитобетона — на резонансных виброплощадках БРА-15А. Термообработка изделий производится в щелевых камерах, оборудованных электрическими ТЭНами, температурный режим в которых поддерживается автоматически. Затем производят мойку и отделку панели.

Смазку ОЭ-2 готовят на роторно-пульсационной установке РПА, а керамзитобетонную смесь — в автоматическом бетоносмесительном узле.

Арматурные объемные каркасы собирают на технологическом посту методом контактной сварки.

Отделка панелей и установка стоек производится на вертикальном отделочном стенде. Затем изделия вывозят на склад готовой продукции и устанавливают в вертикальном положении.

Конструкции разработаны в Управлении по проектированию перспективного жилого района, а изготовителем их является Бескудниковский комбинат строительных материалов и конструкций № 1. В освоении технологии изготовления принимало участие КТБ МОСМ. Конструкции металлических форм разработало СКТБ ГМПСМ.

Годовой экономический эффект — 40 тыс. р.

Для возведения жилых домов серий П-46, П-47 повышенной этажности применяют внутренние стеновые панели 5В 14-1 и. Их изготавливают по литьевой технологии на комбинате железобетонных конструкций № 2 в Москве.

Габаритные размеры панелей (длина×ширина×толщина) 3100×2620×160 мм, масса — 3,02 т. Изделия готовят из тяжелого бетона марки М200 с морозостойкостью 50 циклов.

Отличительной особенностью панелей является укрупненность их шага. Внутренние несущие стеновые панели с широким шагом впервые применены в практике массового жилищного строительства, что позволило улучшить функциональные качества и эксплуатационные свойства квартир.

Производство таких панелей осуществляется на новой технологической линии. Предварительно очищенная форма с помощью поролонового валика смазывается смазкой СПЛ. Устанавливаются и фиксируются закладные детали. Внутренние стеновые панели формируют с помощью бетоноукладчика из литой смеси с использованием многокомпонентной добавки НИЛ-21. Применение добавки позволяет увеличить подвижность бетонной смеси до О. К. = 20 см без изменения прочности бетона.

Верхнюю поверхность изделий перед тепловой обработкой отделяют с помощью заглаживающего валика за 4—6 проходов. Затем в течение 9,3 ч производят термообработку изделия.

После термообработки предусмотрена шлифовка поверхности изделия на шлифовальном станке. Станок дооборудован резиновыми шпателями, которыми выполняется шпаклевка изделия.

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО КОМИТЕТА СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

Содержание

Навстречу XXVII съезду КПСС	
По пути реконструкции	2
Конструкции	
Евдокимов А. А., Дейнеко О. С., Приезжев В. А. Укрупненные панели из полистиролбетона для сельскохозяйственных зданий	4
Бетоны	
Тотурбиев Б. Д. Силикат-натриевые композиции для жаростойких бетонов	5
Красный И. М., Павлов В. П. Сравнительная эффективность мелкозернистых бетонов	7
Зоцук Н. И., Владимиров В. В. Влияние формы зерен мелкого и крупного заполнителей на свойства бетона	8
Гузев Е. А., Сейланов Л. А., Шевченко В. И. Анализ разрушения бетона по полностью равновесным диаграммам деформирования	10
Тринкер Б. Д., Шахов И. И., Матвеев Ю. В., Садакова В. Н., Кокин А. А. Прочностные и деформативные свойства легкого полимерсиликатного бетона	12
Виногорский Н. С. Влияние климатических условий на эффективность бетонных работ	13
Юсупов Р. К., Карпис В. З., Гольдштейн В. Л. Повышение эффективности добавок лигносульфонатов	14
Экономия ресурсов	
Ганин В. П., Ксенякин Б. А. Резервы снижения теплопотребления на предприятиях сборного железобетона	16
Арматура	
Короткий А. С. Длина зоны передачи напряжения высокопрочной арматурной проволоки нового периодического профиля	18
Цирик Я. И., Альтшуллер Е. М. Унификация и типизация арматурных изделий монолитных ядер жесткости	19
Заводское производство	
Гуляев О. В., Смирнов Ю. А. Комплексная автоматизация арматурных работ при изготовлении многопустотных перекрытий	21
Куканов Ю. А., Набель В. Г., Волков Л. А., Глобучик В. Г. Многоэлектродная машина МТМ-74 для сварки арматурных сеток	22
Демидов О. А. Окраска пропарочных камер для снижения теплотрат	24
Кричевец В. И., Плащенков В. Д., Фельде А. А. Автоматизация процесса термообработки изделий	25
Строительное производство	
Абрамов В. С., Амбарцумян С. А., Бадеян Г. В. Полимерные электронагреватели для греющих опалубок	27
В помощь проектировщику	
Руденко В. В. Расчет сечений внецентренно сжатых элементов	29
Маркаров Н. А., Шарипов Р. Ш. Прочность и трещиностойкость концевых участков преднапряженных конструкций	31
Образцов В. В., Рочняк О. А., Костюковский М. Г., Рабинович Р. И. Сопротивление решетчатых ригелей изгибу с поперечной силой	33
Теория	
Карпенко Н. И. К построению условия прочности бетонов при неодноосных напряженных состояниях	35
Гвоздев А. А., Залесов А. С. Новая трактовка расчета прочности наклонных сечений в СНиП 2.03.01—84	37
Стандарты и нормативные документы	
Гуща Ю. П., Бруссер М. И., Краковский М. Б., Серых Р. Л., Скубко В. М. О переходе от марок к классам бетона по прочности	39
Вопросы экономики	
Клбанов А. Я., Рабинович Р. И., Янкилевич Л. М. Оценка эффективности номенклатуры колонн многоэтажных зданий	40
Зарубежный опыт	
Михайлов К. В., Бердичевский Г. И., Волков Ю. С. Некоторые тенденции применения бетона и железобетона в мировой практике строительства	42
Трамбовецкий В. П. Новые тенденции в укрупненной сборке зданий и сооружений	44

10

[367]
октябрь 1985



ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ
МОСКВА

© Стройиздат, 1985

По пути реконструкции

На совещании в ЦК КПСС по вопросам научно-технического прогресса отмечалось, что главный упор должен быть сделан на техническое перевооружение предприятий, экономию ресурсов, обеспечение резкого повышения качества продукции. Несколько лет назад на такой путь развития стало производственное строительно-монтажное объединение Рязаньстрой Минпромстроя СССР.

В объединении проводится большая работа по рациональному использованию материальных и трудовых ресурсов, экономии и бережливости, повышению эффективности производства. Главное направление в экономном и рациональном потреблении металла и цемента работники заводов ЖБИ объединения видят в постоянном совершенствовании технологии производства сборного железобетона, применении прогрессивных технических решений и внедрении новой техники. Сюда же относится всемерное увеличение объемов выпуска продукции с предварительным напряжением арматуры, что дает возможность при неизменной несущей способности конструкций экономить на каждом кубометре изделий около 20—25 кг металла.

За последние годы на заводах сборного железобетона объединения устаревшее оборудование заменено на современное высокопроизводительное, внедрено касетное производство панелей, пропаривание изделий осуществляется в новых камерах ямного типа с эффективным утеплителем. Осуществлена реконструкция формовочных цехов, проведена модернизация конвейерных линий, внедрены десятки рационализаторских предложений.

Плановые показатели объединения каждой год повышаются. За четыре года одиннадцатой пятилетки строителями объединения выполнено работ на сумму 429,5 млн. р., сдано товарной продукции на сумму 396,2 млн. р. и произведено промышленной продукции на сумму 179 млн. р. В 1985 г. коллективу объединения предстоит выполнить генподрядных работ в объеме более 56 млн. р.

В настоящее время особенно актуальны такие направления научно-технического прогресса, которые берегают труд и материалы. В строительстве еще низка доля материалосберегающих конструкций и технологий. Одно из важных требований современного научно-технического прогресса — это активное развитие тех видов производства, которые способствуют экономии трудовых затрат, сырья, материалов и энергии. Большая роль в этом деле принадлежит науке.

В объединении Рязаньстрой совместно со специалистами НИИЖБ Госстроя СССР, МИСИ им. В. В. Куйбышева и КТБ «Стройиндустрия» Минпромстроя СССР внедрена опытная технологическая линия для производства по безопалубочной технологии различных несущих и ограждающих конструкций из тонких преднапряженных железобетонных пластин. На ней можно изготавливать широкую номенклатуру тонкостенных пластин различного очертания шириной до 3 м и длиной до 24 м.

Линия состоит из стенда, оборудованного упорами для навивки по ним напряженной арматуры, системы термообработки изделий и сменной бортоснастки, самоходной арматурно-намоточной машины ДН-7, типового бетоноукладчика СМЖ-3507 с навесным оборудованием для заглаживания поверхности изделий.

Для съема изделий и их укрупнительной сборки линия укомплектована стендом сборки, на котором обеспечивается взаимное фиксирование отдельных элементов и постоянная кривизна всех собираемых конструкций. Используется также самобалансирующая траверса и другое монтажное и подъемно-транспортное оборудование. При укрупнительной сборке панели-оболочки полки ее изгибаются под действием собственной массы по очертанию верхней грани ребра и объединяются с ним в единую конструкцию.

На технологической линии освоено производство панелей-оболочек пролетом 12 м. Они применены на строительстве отапливаемого склада, гаража, картофелесортировочного пункта. Составная тавровая панель-оболочка предназначена для производственных зданий пролетом 12, 18 и 24 м с расчетной нагрузкой на покрытие до 450 кг/м² (без учета собственной массы) с подвесным крановым оборудованием грузоподъемностью до 5 т. Полка и ребро панели объединяются путем сварки закладных деталей. Толщина полки 32 мм, ширина 2980 мм. В процессе укрупнительной сборки полка изгибается без образования трещин. Толщина ребра 60—100 мм с высотой сечения на опорах 300—400 мм, в середине пролета — 700—900 мм (в зависимости от расчетной нагрузки).

Специалисты объединения считают, что в перспективе внедренная технология позволит перейти к созданию эффективных большепролетных несущих и ограждающих конструкций, таких как панели покрытия типа «Динакор», гиперболических оболочек, различного вида висячих покрытий и т. п.

Благодаря внедрению новой техники за годы одиннадцатой пятилетки получен экономический эффект в сумме более 20 млн. р. Выработка на одного работающего в среднем по объединению в 1985 г. составила 9,8 тыс. р. против 8 тыс. р. в 1981 г.

Вопросы повышения эффективности строительно-монтажных работ и деятельности промышленных предприятий в объединении стремятся решать комплексно. Главное направление в реализации стоящих перед отраслью задач здесь видят прежде всего в ускорении внедрения достижений научно-технического прогресса, во всемерной индустриализации строительного производства.

Важными слагаемыми эффективности работы всех подразделений объединения являются борьба за выполнение и перевыполнение социалистических обязательств, размах социалистического соревнования. По его результатам коллектив объединения за годы одиннадцатой пятилетки добился высоких показателей, ему неоднократно присуждались призовые места. Так, по итогам социалистического соревнования за второе полугодие 1984 г. среди строительных организаций министерства коллективу объединения вручено переходящее Красное знамя Министерства промышленного строительства СССР и ЦК профсоюза рабочих строительства и промышленности строительных материалов.

В настоящее время рязанские строители прикладывают максимум усилий для выполнения постановления ЦК КПСС и Совета Министров СССР «О дальнейшем развитии индустриализации и повышении производительности труда в капитальном строительстве». Как прямое указание к действию восприняли они выдвинутые в постановлении задачи о сокращении в двенадцатой пятилетке не менее чем на 20% объема ручных работ, повышении производительности труда в строительстве.

На трудовую ударную вахту под девизом «XXVII съезду КПСС — 27 ударных декад» встали коллективы 255 бригад численностью 3945 человек, 19 участков и 16 цехов численностью более двух тысяч человек. Ко дню открытия съезда план двух месяцев 1986 г. обязались выполнить 56 бригад, план первого квартала — 43 бригады. Индивидуальные повышенные обязательства в честь XXVII съезда КПСС приняли 180 человек. Среди них Герой Социалистического Труда А. И. Илларионов из треста Рязаньжилстрой, Герой Социалистического Труда Н. М. Матюшков из треста Рязаньстрой № 23, формовщик Г. И. Кудров из треста Железобетон и др. В социалистических обязательствах на 1985 г. предусмотрено своевременное и оперативное внедрение прогрессивных конструкций, новой техники, средств механизации трудоемких работ. Так, в настоящее время для подачи жестких растворов внедрены уста-

новки типа ПБ-1, для срубки оголовков свай — установки с индивидуальным электроприводом.

Напряженность социалистических обязательств коллективов объединения характеризуется полнотой учета в них резервов производства и передовых методов труда, мероприятиями по реконструкции. Так, в 1985 г. на заводе ЖБИ № 6 намечено закончить реконструкцию и ввести в эксплуатацию бетоносмесительный цех мощностью 180 тыс. м³ бетона и раствора в год, осуществить техническое перевооружение действующих цехов без снижения объемов производства. Домостроители рязанского ДСК обязались полностью закончить перевооружение двух формовочных цехов на заводах КПД с увеличением мощности по выпуску сборного железобетона на 2 тыс. м³.

Важным определяющим направлением социалистического соревнования в объединении является всемерная экономия сырьевых, материальных и топливно-энергетических ресурсов. Это обязывает все трудовые коллективы с самого начала года хозяйствовать с таким расчетом, чтобы благодаря исключительно бережливому, рациональному использованию ресурсов накопить их на два дня работы. Так, труженики треста Рязаньстрой № 11 обязались за счет применения эффективных материалов, снижения материалоемкости конструкций и совершенствования организации труда сэкономить в 1985 г. 63 т цемента, 16 т металла и 15 тыс. кВт·ч электроэнергии. На ДСК намечено сэкономить 500 т цемента, 45 т металла и 195 тыс. кВт·ч электроэнергии. Высоки обязательства по экономии и в других подразделениях объединения.

Объединение Рязаньстрой ведет строительство в Рязани и на большой территории Рязанской области. Среди строящихся и реконструируемых объектов 1985 г. такие, как Скопинский гидрометаллургический завод, Сасовский завод автоматических линий, Рязанский завод автоагрегатов и многие объекты Нечерноземной зоны РСФСР.

В объединении разработана и успешно функционирует автоматизированная система планирования перевозок товарных смесей и управления транспортом СПРУТ. Она предназначена для решения вопросов бесперебойного и своевременного обеспечения строительных площадок товарными смесями. В настоящее время 96% всего раствора, товарного бетона и асфальтобетона, потребляемого в объединении, поступает на объекты по системе СПРУТ. Годовой экономический эффект от ее внедрения составил 120 тыс. р.

Здесь же внедрена система АСУ-КОМПЛЕКТ. При ее разработке учтен опыт функционирования автоматизированных систем управления производством и поставками железобетонных изделий АСУ-железобетон и АСУ-ДОЗ. Система предназначена для решения с использованием ЭВМ вопросов комплектации строительных площадок сборным железобетоном и стolarными изделиями. Благодаря ее внедрению в объединении организована комплектная поставка изделий, обеспечен рост производительности труда, сокращены складские площади на предприятиях строительной индустрии, налажен строгий контроль и учет за использованием металла, цемента и лесоматериалов.

В соответствии с действующим положением системы АСУ-КОМПЛЕКТ набор изделий и конструкций, входящих в комплект, должен обеспечивать выполнение работ по возведению конструктивного элемента части здания, сооружения, инженерных сетей и непрерывность выполнения монтажных работ в соответствии с технологией, заложенной в проекте производства работ. Решение всех вопросов, связанных с комплектацией объектов номенклатурой изделий, осуществляется УПТК трестов и заводами ЖБИ объединения.

Как показывает опыт работы объединения Рязаньстрой, научно-технический потенциал накапливается здесь прежде всего за счет реализации планов по реконструкции. Так, на

заводе КПД-2 ДСК внедрена кассетная технология изготовления плит перекрытий и внутренних стеновых панелей, повышена заводская готовность санитарно-технических кабин для жилых домов серии III-83 и III-121. В 1985 г. на ДСК полностью перешли на возведение фундаментов с полносборным ростверком и низкими цоколями, освоили производство лестничных маршей полной заводской готовности, внедрили поворотные секции домов серии III-83 и осуществили другие мероприятия по обновлению выпускаемой продукции.

За короткий срок на ДСК осуществлены действенные мероприятия, позволившие заметно улучшить качество строительства. Так, совместно с ЦНИИЭП жилища формы наружных стеновых панелей переоборудованы бортами и вкладышами новой конфигурации, внедрены усовершенствованные узлы крепления наружных стеновых панелей с внутренними, для усадебных домов и детских садов налажен выпуск трехслойных наружных стеновых панелей с эффективным утеплителем.

На заводе ЖБИ № 6 освоено производство стеновых блоков с новой декоративной отделкой лицевой поверхности на основе использования белого цемента. С целью повышения качества выпускаемой продукции на заводе керамзитового гравия треста Железобетон внедрена установка для опудривания гранул добавками, вводимыми в зону вспучивания керамзита. Благодаря ее внедрению производительность обжиговой печи повысилась на 25%, суточный выпуск легкого заполнителя увеличился с 200 до 400 м³, на 20% сократился расход природного газа. Годовой экономический эффект от внедрения установки по опудриванию гранул составил 140 тыс. р.

Следует отметить, что в тресте Железобетон намечена обширная программа по техническому перевооружению производства. В ближайшие годы предусмотрено заменить все формовочное оборудование, модернизировать технологические линии на заводах ЖБИ. Благодаря уже осуществленным мероприятиям по реконструкции и техническому перевооружению заводов складываются реальные возможности для увеличения объемов производства высококачественной продукции. Так, в 1985 г. запланирован дополнительный выпуск 1,3 тыс. м³ сборного железобетона и 4 тыс. м³ щебня. Намечено реализовать сверх плана продукции на сумму более 100 тыс. р.

Строители объединения в целях дальнейшего повышения индустриализации и эффективности строительного производства обязались в 1985 г. довести до 85% уровень полносборности жилых зданий и до 75% — сельскохозяйственных производственных объектов, увеличить объемы безростверковых свайных фундаментов до 25 тыс. м³, прогрессивных видов свай до 13 тыс. м³, индустриальных перегородок до 200 тыс. м², покрытий производственных зданий из тонких преднапряженных пластин до 1,5 тыс. м².

В настоящее время партийная организация объединения усилила контроль за выполнением всех технико-экономических показателей. Одной из актуальных задач на современном этапе признано всемерное улучшение качества строительства. В этом направлении партийные комитеты трестов и ДСК принимают действенные меры. Так, значительно возрос объем объектов жилищно-гражданского назначения, сдаваемого в эксплуатацию с оценками «хорошо» и «отлично».

На пороге двенадцатой пятилетки рязанские строители изыскивают дополнительные резервы для реализации задач по ускорению индустриализации строительства.

Высокий энтузиазм рабочих, инженерно-технических работников и служащих объединения Рязаньстрой — залог успешного выполнения повышенных социалистических обязательств по достойной встрече XXVII съезда КПСС.

УДК 691.022-413:631.2

А. А. ЕВДОКИМОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ),
О. С. ДЕЙНЕКО, канд. техн. наук (ВЗИСИ),
В. А. ПРИЕЗЖЕВ, инж. (трест Мособлсельстрой-24)

Укрупненные панели из полистиролбетона для сельскохозяйственных зданий

В последние годы при участии НИИЖБ и ЦНИИЭПсельстрой и ЭКБ ЦНИИСК разработаны для экспериментального строительства однослойные наружные стеновые панели из легкого бетона на вспененном полистирольном гравии, предназначенные для стен животноводческих и птицеводческих помещений.

Укрупненные панели повышенной заводской готовности имеют один или два оконных проема (см. рисунок). Конструктивно-теплоизоляционным слоем в них принят полистиролбетон марки М50 средней плотностью 800 кг/м³. Исследования защитных свойств полистиролбетона по отношению к арматуре [1] показали, что применение его марки по прочности М50 и по водонепроницаемости В-6 позволяет отказаться от защитного слоя толщиной 50 мм из бетона марки М200, обычно устраиваемого внутри животноводческих помещений, и перейти на эффективные однослойные наружные стеновые панели. Благодаря низкому коэффициенту теплопроводности полистиролбетона для условий Московской области толщина панелей уменьшается примерно вдвое по сравнению с толщиной типовых двухслойных стеновых панелей из керамзитобетона (по серии 1.832.1-9), применяемых в массовом сельскохозяйственном строительстве.

Для изучения влияния особенностей свойств полистиролбетона на расчет конструкций в НИИЖБ были проведены исследования прочности и деформативных характеристик такого бетона, а также проверка работы армированных изгибаемых элементов из него. Основные характеристики бетона определяли в соответствии с ГОСТ 10180—78, 24452—80, 24544—81 и по принятым в НИИЖБ методикам. Расход материалов на 1 м² стены составлял: вспененный полистирольный гравий фракции 5...10 мм — 210 л, цемент марки 400 — 96 кг, кварцевый песок — 20 л, ПАВ — 0,024 кг. Полистиролбетон готовили в бетоносмесителе принудительного действия. Образцы уплотняли с помощью вибрации, термообработку вели по обычному режиму при температуре 65...70°C. Результаты определения прочностных и деформативных характеристик полистиролбетона марки М50 приведены в работе [2].

В процессе исследований установлено, что значения призмочной прочности, прочности на растяжение и начального модуля упругости при сжатии для поли-

стиролбетона марки М50 близки к соответствующим нормативным характеристикам или превышали их. Поэтому значения указанных характеристик при проектировании принимались по СНиП II-21-75 (табл. 11, 13, 18). Значения модуля упругости при растяжении на 30% ниже, а предельной растяжимости — на 60—100% выше, чем значения этих характеристик для керамзито- и керамзитоперлитобетона той же прочности на сжатие.



Укрупненная стеновая панель из полистиролбетона

Деформации усадки и ползучести полистиролбетона марки М50 и керамзитоперлитобетона той же марки по прочности примерно равны. В связи с этим при расчете конструкций из полистиролбетона значения усадочных напряжений и коэффициентов, характеризующих влияние его ползучести, принимались по СНиП II-2-75 (пп. 1.26, 4.4, 4.24, 4.27, 3.6) как для легких бетонов на перлитовом песке. Величина сцепления полистиролбетона с арматурой близка к той же характеристике для конструкционного керамзитобетона.

В работе [3] предложена структурная модель полистиролбетона в виде совокупности сфер из затвердевшего раствора, внутри которых находятся зерна малопрочного вспененного полистирола. Предложена аналитическая зависимость прочности полистиролбетона от свойств и объемного содержания его составляющих:

$$R_6 = 0,011 \frac{R_{\text{раст}} (5 \varphi + 1) \varphi^{1/4}}{\varphi r}, \quad (1)$$

где R_6 , $R_{\text{раст}}$ — кубиковая прочность бетона и растворной части, МПа; φ —

объемное содержание крупного заполнителя; r — средний радиус зерен заполнителя, см. При этом для бетона марки М50 ориентировочно $R_{\text{раст}} = 0,8 R_6$, $R_p = 0,1 R_6$, $E_6 = 930 R_6$.

Для изучения возможности использования полученных характеристик при расчете элементов из полистиролбетона провели испытания на изгиб образцов-балок, а также испытания на косой изгиб натурных стеновых панелей, запроектированных ЭКБ ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. Образцы-балки размером 3,3 × 0,5 × 25 м армировали пространственными каркасами с рабочей арматурой класса А—III. Опытная партия укрупненных панелей размером 3 × 6 × 0,2 м с одним оконным проемом была изготовлена на Клинском ССК. С наружной стороны панелей предусмотрен фактурный слой толщиной 20 мм из цементно-песчаного раствора марки М100. Панели армировали пространственными каркасами из стали класса А—III и сетками из стали класса В-1.

Испытывали панели согласно инструкции НИИЖБ и указаниям НИИСК с учетом ГОСТ 8829—77. Результаты испытаний показали, что панели из полистиролбетона марки М50 отвечают нормативным требованиям по прочности, жесткости и трещиностойкости. Экспериментальные величины разрушающих моментов в испытанных балках и стеновых панелях были близки к теоретическим, определенным по СНиП II-21-75. Разрушения образцов происходили по нормальному сечению, при этом на протяжении в стержневой арматуре достигали предела текучести, в проволоочной арматуре панелей — предела прочности.

Трещиностойкость нормальных сечений балок и панелей превышала теоретическую на 20—40%, что обусловлено повышенной деформативностью полистиролбетона по сравнению с бетонами на керамзитовом гравии. Максимальные значения ширины раскрытия трещин при контрольной нагрузке составляли 0,05—0,2 мм и не превышали нормируемой величины. Перемещения образцов балок и стеновых панелей при контрольной по жесткости нагрузке составляли 1/310...1/480 пролета. Таким образом, испытания показали, что полистиролбетон марки М50 средней плотностью 800 кг/м³ и укрупненные панели из такого бетона могут быть рекомендованы для внедрения в строительство.

Для оценки полистиролбетона как материала для наружных стен сельскохозяйственных зданий определили снижение приведенных затрат при изготовлении стеновых панелей ленточной резки из него по сравнению с затратами при изготовлении аналогичных панелей из керамзитобетона марки М50 средней плотностью 900...1000 кг/м³ (эталон) по серии 1.832-5. Вычислили эффект от замены панелей ленточной резки укрупненными повышенной заводской готовности. Расчеты показали, что использование стеновых панелей ленточной резки из полистиролбетона по сравнению с эталоном позволяет уменьшить толщину конструкции в 2 раза, массу — в 2,5 раза, снизить расход стали на 30% при равном расходе цемента, приведенные затраты на 1 м² панели из полистиролбетона ниже на 16,5%, или на 4,7 р.

Благодаря эффективному способу монтажа, снижению построечных трудозатрат, уменьшению парка опалубочных форм, сокращению расходов на закладные детали, уменьшению протяженности горизонтальных швов и повышению степени сборности здания применение укрупненных стеновых панелей повышенной заводской готовности из полистиролбетона позволяет дополнительно снизить стоимость 1 м² ограждения по сравнению с эталоном на 8,6% и сократить вдвое (на 0,62 чел.-ч) затраты труда на стройплощадке.

Внедрение опытных укрупненных стеновых панелей из полистиролбетона осуществляется с 1983 г. трестом Мособлсельстрой-24 Главмособлстроя на Клинском и Егорьевском ССК. В качестве сырья для крупного заполнителя используют отходы полистирольного производства. Технология приготовления полистиролбетона принята двухстадийная. Сначала в специальной установке при непрерывном перемешивании полистирольного бисера вспенивается при температуре 100°C, затем компоненты бетона загружают в смеситель принудительного действия. Готовая смесь перемещается с помощью транспортера в раздаточный бункер к месту бетонирования. Панели изготавливают в горизонтальном положении в опалубочных формах, предназначенных для выпуска трехслойных стеновых панелей.

Применение однослойной конструкции стеновой панели позволяет вдвое снизить трудоемкость заводского изготовления по сравнению с трехслойной. Экономия стоимости при заводском изготовлении того же габарита со средним слоем из плитного полистирола составляет до 24%. К настоящему времени объем внедрения новых панелей составил 3 тыс. м², экономический эффект 12 тыс. р. Преимуществом новой конструкции является также то, что однослойные панели гарантируют качество их термического сопротивления. Дальнейшее совершенствование большемерной конструкции предусмотрено путем внедрения на заводах кантователей, что позволит сократить расход металла.

В 1985 г. на Егорьевском и Клинском ССК планируется выпустить укрупненные стеновые панели для 30 коровников на 200 голов крупного рогатого скота каждый (17,8 тыс. м²). С введением в строй дополнительного оборудования на указанных комбинатах объем выпуска стеновых панелей из полистиролбетона предлагается увеличить.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Новгородский В. И., Вайсбурд А. М. Исследование свойств полистиролбетона для ограждающих конструкций сельскохозяйственных зданий. — В сб. трудов ЦНИИЭПсельстроя. — М., 1974.
2. Евдокимов А. А., Дейнеко О. С. Прочностные и деформативные свойства конструкционно-теплоизоляционного керамзитоперлитобетона и полистиролбетона пониженной плотности. — В сб.: Эффективные легкие бетоны и конструкции из них. — М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1984.
3. Дейнеко О. С. Прочностные и деформативные свойства легких бетонов пониженной плотности и особенности их работы в изгибаемых элементах. — Автореф. дис. на соиск. учен. степени канд. техн. наук. — М., 1983.

Бетоны

УДК 691.327:666.974.2

Б. Д. ТОТУРБИЕВ, канд. техн. наук (ДагПИ)

Силикат-натриевые композиции для жаростойких бетонов

Жаростойкие бетоны по праву заняли одно из главных мест в строительстве промышленных печей. Сейчас уже нет нужды доказывать преимущество этих материалов перед мелкоштучными обжиговыми. За последние два десятилетия мировая практика выявила их бесспорную эффективность, поскольку их применение позволяет снижать трудозатраты и экономить топливно-энергетические ресурсы.

Большая работа в области создания жаростойких бетонов выполнена в НИИЖБ — разработаны теоретические основы создания таких бетонов и установлена возможность их использования при высоких температурах, предложены принципы расчета и конструирования тепловых агрегатов из жаростойких бетонов, технология приготовления, укладки и эксплуатации футеровки из них [1].

В настоящее время главной задачей исследователей является создание новых еще более эффективных видов жаростойких бетонов, производство которых позволило бы экономить дорогостоящее и дефицитное сырье, снизить расход топливно-энергетических ресурсов и затраты труда.

Свойства изделий из таких бетонов, в первую очередь термическая стойкость, температура применения, прочность, коррозионная стойкость должны быть повышены, что позволит расширить области их применения и при этом снизить расход, т. е. материалоемкость и трудозатраты при применении.

В Дагестанском политехническом институте разработаны жаростойкие силикат-натриевые композиционные вяжущие и на их основе бесцементные жаростойкие бетоны для эксплуатации при температуре 1000—1600°C.

В работах ряда исследователей [2, 3] была показана эффективность применения жидкого стекла или силикат-глыбы в качестве вяжущего или его компонента для жаростойких бетонов. Исследуя этот вопрос, мы пришли к выводу о том, что замена жидкого стекла силикат-глыбой позволяет снизить содержание щелочного компонента и водосодержания в жаростойких бетонах.

Как известно, придание вяжущих свойств силикат-глыбе достигается переводом ее в жидкое стекло, т. е. обводнением, которое, как правило, достигается при высокой температуре и дав-

лениях. Этот процесс можно осуществить непосредственно в вяжущем, введя в смесь какое-то количество воды и применив тепловую обработку (сушку, пропаривание, автоклавную обработку). При этом решающим фактором является равномерное распределение силикат-глыбы в бетоне и выявление ряда зависимостей, обеспечивающих достаточную прочность бетонов при минимально возможном содержании силикат-глыбы.

Малое количество материала, особенно находящегося в твердой фазе, весьма трудно равномерно распределить в большом объеме другого материала. Для обеспечения гомогенности таких смесей технологи используют различные приемы. Мы выбрали совместный помол силикат-глыбы с частью основного материала, составляющего жаростойкий бетон, и последующее смешивание тонкомолотого продукта (жаростойкое силикат-натриевое композиционное вяжущее) с остальным наполнителем.

Было сделано предположение о том, что при твердении (сушка при 150—200°C, автоклавная обработка) и службе в условиях высоких температур возможно химическое взаимодействие между компонентами, составляющими жаростойкое силикат-натриевое композиционное вяжущее.

Основываясь на приведенных выше предпосылках и результатах выполненных ранее работ, мы провели исследование с целью получить жаростойкие силикат-натриевые композиционные вяжущие и на их основе бесцементные жаростойкие бетоны с активным заполнителем из шамота, диноса, кварцита, корунда, карборунда, цирконового концентрата, хромомангнезита и т. д.

Ниже приведены результаты исследований жаростойких силикат-натриевых композиционных вяжущих. Такие вяжущие изготавливали путем совместного помола огнеупорного материала и силикат-глыбы (ГОСТ 13079—81) в лабораторной шаровой мельнице до удельной поверхности 2500—3000 см²/г. В качестве огнеупорного сырья использовали шамот, муллитокорунд, корунд, кварцит, динос, магнезит, хромомангнезит (ГОСТ 20955—75); карборунд (ОСТ 2-144—71).

Известно, что с повышением тонкости помола любого неорганического материала в твердом состоянии увеличивается его реакционная способность, а в данном случае — растворимость силикат-

глыбы. На рис. 1 приведены кривые прочности и усадки шамотного силикат-натриевого вяжущего в зависимости от тонкости помола. С увеличением тонкости помола вяжущего более 3000 см²/г повышается прочность образцов после сушки; однако при этом заметно возрастает усадка. Исходя из изложенного и учитывая техническую трудность получения вяжущего с удельной поверхностью более 3000 см²/г, а также руководствуясь экономическими соображениями, была принята как наиболее рациональная тонкость помола компонентов жаростойких силикат-натриевых вяжущих, равная 2500—3000 см²/г.

Другими важными технологическими факторами при твердении вяжущего являются водосодержание и режим термообработки. Придание вяжущих свойств силикат-глыбе, т. е. обводнение и дальнейшее обезвоживание предполагалось осуществить непосредственно в жаростойком силикат-натриевом вяжущем при термообработке.

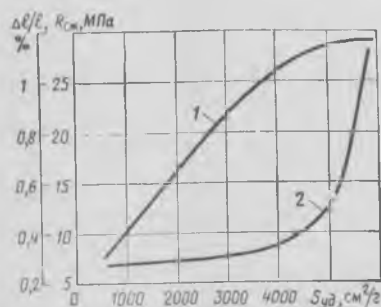


Рис. 1. Влияние тонкости помола на свойства шамотного силикат-натриевого вяжущего состава 80:20 (шамот:силикат-глыба, % массы)
1 — прочность при сжатии; 2 — усадка

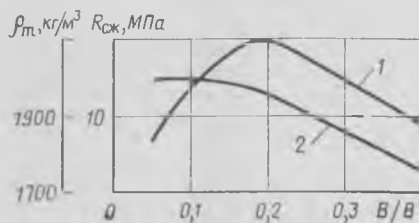


Рис. 2. Влияние водовязущего отношения на свойства шамотного силикат-натриевого вяжущего состава 80:20 (шамот:силикат-глыба, % массы)
1 — прочность; 2 — средняя плотность

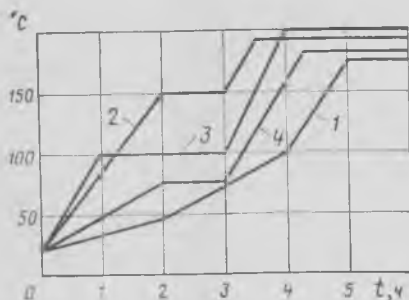


Рис. 3. Режимы сушки образцов кубов с ребрами 100 и 150 мм силикат-натриевых вяжущих
1 — кварцитовый; 2 — хромомagneзитовый; 3 — шамотный; 4 — карборундовый

Результаты исследований влияния водовязущего отношения (В/В) при использовании шамота в качестве огнеупорного компонента на основные свойства вяжущего приведены на рис. 2. Из приведенных данных следует, что вяжущее с В/В=0,05...0,15 характеризуется низкой механической прочностью, хотя обладает высокой плотностью, которая достигается трамбованием при укладке его в форму. Такое вяжущее представляет собой полусухую массу. При этом для растворения силикат-глыбы не хватает воды, в результате чего часть силикат-глыбы остается в твердой фазе. При В/В=0,18...0,2 вяжущее обладает наиболее высокой прочностью. Дальнейшее же увеличение водосодержания приводит к снижению прочностных характеристик вследствие излишка воды. Поэтому для силикат-натриевого вяжущего на шамоте оптимальной является величина В/В=0,18...0,2. При этом смесь характеризовалась жесткостью от 20 до 45 с, что позволило уплотнять ее вибрированием. Эта величина жесткости была принята и для других видов вяжущего.

Заключительным и весьма важным этапом заводского изготовления жаростойких бетонов на силикат-натриевых композиционных вяжущих является тепловая обработка, в процессе которой проявляются вяжущие свойства силикат-глыбы. В качестве наиболее простого вида тепловой обработки нами была выбрана сушка, не требующая дорогостоящего оборудования.

Анализ литературных источников [4, 5] и наши исследования показали, что при сушке в интервале 50...200°С между компонентами вяжущего (силикат-глыбой и огнеупорными порошками) не происходит какое-либо химическое взаимодействие, за исключением карбонатных компонентов. Омоноличивание системы происходит главным образом за счет растворения силикат-глыбы и последующего ее обезвоживания. При этом чем выше степень уплотнения смеси, тем выше прочность вяжущего.

Режим сушки зависит от начального водосодержания смеси, вида огнеупорного компонента, формы и размера образца. Для кубов с ребрами 100 и 150 мм рекомендуемые режимы сушки приведены на рис. 3.

Так как силикат-глыба определяет прочность вяжущего, но снижает огнеупорность системы, необходимо было определить ее рациональное содержание в композициях. Результаты исследований приведены в таблице.

Выводы

Результаты исследований свидетельствуют о перспективности предложенных видов вяжущего. Замена жидкого стекла силикат-глыбой позволит уменьшить содержание силиката натрия в бетонах, что повысит их огнеупорность и, следовательно, рабочую температуру. Появляется возможность приготовления и транспортирования к местам потребления сухих смесей.

Можно также предположить, что на предложенном вяжущем бетоны как двухкомпонентные мелкозернистые системы будут обладать высокой термической стойкостью.

Вид вяжущего	Огнеупорность, °С	Температура начала деформации под нагрузкой 0,2 МПа, °С	Средняя плотность, т/м³	Прочность на сжатие после сушки при 200°С, МПа
Хромомagneзитовый	1680	1470	2,60	6,0
	1650	1330	2,50	15,0
	1600	1300	2,45	25,6
Magneзитовый	1750	1650	2,50	3,0
	1750	1600	2,40	5,5
	1700	1530	2,35	10,4
Кварцитовый	1690	1500	1,75	15,0
	1630	1440	1,70	22,0
	1560	1390	1,65	30,0
Динасовый	1650	1450	1,67	12,0
	1620	1370	1,65	20,0
	1580	1310	1,60	28,0
Корундовый	1850	1500	2,36	14,0
	1730	1380	2,25	19,0
	1600	1300	2,20	28,0
Шамотный	1690	1360	2,00	8,0
	1630	1300	1,97	12,0
	1580	1200	1,95	20,0
Муллитокорундовый	1750	1520	2,25	15,2
	1690	1450	2,20	20,0
	1630	1400	2,20	31,0
Карбидкремниевый	—	1550	2,25	17,0
	—	1420	2,16	22,0
	—	1300	2,06	40,0
Доломитовый (необожженный)	1700	1200	1,88	6,5
	1670	1160	1,92	25,0
	1600	1100	1,94	35,6

Примечание. Везде составы в % по массе — огнеупорный материал: силикат-глыба (95 : 5, 90 : 10, 80 : 20 соответственно первая, вторая и третья строчки для каждого вида вяжущего).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Некрасов К. Д. Технология и применение жаростойких бетонов. Известия АН СССР. Неорганические материалы, т. 20, № 6. — М.: изд-во АН СССР, 1984.
2. Гузев Е. А. Основы расчета и проектирования железобетонных конструкций повышенной стойкости в коррозионных средах. Автореф. дисс. на соиск. учен. степени д-ра техн. наук. — М., 1981.
3. Рекомендации по изготовлению изделий из жаростойкого ячеистого бетона. НИИЖБ Госстроя СССР. — М., 1984.
4. Тарасова А. П. Жаростойкие вяжущие на жидком стекле и бетоны на их основе. — М.: Стройиздат, 1982.
5. Эйтель В. Физическая химия силикатов. — М.: Иностранная литература, 1962.

Новые книги Стройиздата

Васильков Б. С., Володин Н. М. Расчет сборных конструкций зданий с учетом податливости соединений. — М.: Стройиздат, 1985.

Методические рекомендации по сравнительной технико-экономической оценке конструктивных решений жилых зданий. — М.: Стройиздат, 1985.

Миронов С. А., Малинский Е. Н. Основы технологии бетона в условиях жаркого климата. — М.: Стройиздат, 1985.

Сравнительная эффективность мелкозернистых бетонов

Для производства мелкозернистых бетонов можно использовать местные пески вместо привозного дорожностоящего щебня, при этом резко сокращается стоимость перевозки заполнителей и во многих районах существенно снижается себестоимость сборного железобетона.

Существуют следующие разновидности мелкозернистых бетонов: обычный, активированный, автоклавный и силикатный, схемы приготовления которых приведены на рис. 1. Обычные и автоклавные производят из цемента и природного песка по обычной технологии, активированный — с домолом цемента и части песка, силикатный — из извести и песка, часть которого также размалывают.

Тепловлажностную обработку обычного и активированного бетонов осуществляют в пропарочных камерах и термоформах, автоклавного и силикатного бетонов — в автоклавах. Определение технико-экономических показателей мелкозернистых бетонов и сравнение их с аналогичными показателями бетонов со щебнем позволяют рационально использовать их в конкретных условиях данного района. При этом необходимо учитывать не только стоимость материалов, зависящую от норм расхода и цен, особенно на местные материалы, но и затраты на приготовление бетона, а также на ТВО.

Авторы сопоставили эффективность конструкций из мелкозернистых бетонов по натуральным (табл. 1) и стоимостным (табл. 2) показателям. Все показатели на 1 м³ изделия определены для конструкций из бетона марки М 200 с расходом стали 60 кг/м³ применительно к условиям Московской обл. Составы бетона приняты по данным НИИЖБ.

Из табл. 1 видно, что по расходу энергии наиболее эффективным является силикатный бетон, в котором вместо энергоемкого цемента используется менее энергоемкая известь. Более 50% энергии расходуется на производство цемента, поэтому активированный и автоклавный мелкозернистые бетоны, у которых расход цемента одинаков с бетоном на щебне, примерно равнозначны по расходу энергии с этим видом бетона.

На приготовление обычного мелкозернистого бетона с учетом затрат на производство сырья и материалов требуется несколько больше энергии, чем для бетона на щебне, что объясняется повышенным расходом цемента для этого вида бетона, несмотря на меньший расход энергии для добычи и транспортировки заполнителей.

Металлоемкость производства изделий из обычного мелкозернистого бетона и бетона на щебне практически одинакова. В

результате помола песка и вяжущего удельная металлоемкость производства изделий из активированного мелкозернистого бетона возрастает на 4,5 кг. Использование автоклавного мелкозернистого бетона повышает удельную металлоемкость оборудования на 1,9 кг, а силикатного бетона — на 7,8 кг по

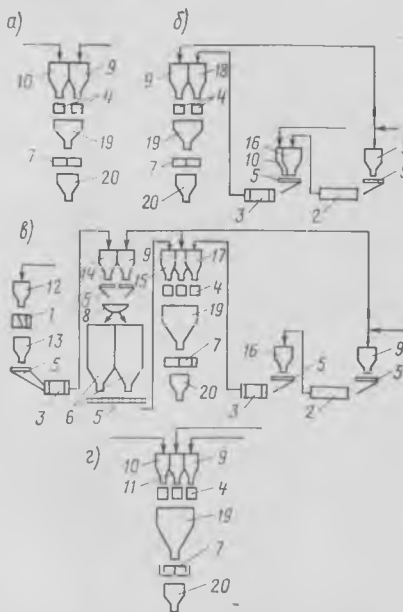


Рис. 1. Схема приготовления бетонных смесей. Бетоны: а — обычный и автоклавный; б — активированный; в — силикатный; г — со щебнем (эталон); 1 — дробилка; 2 — сушильный барабан; 3 — шаровая мельница; 4 — дозатор; 5 — питатель; 6 — силос; 7 — смеситель, циклический; 8 — то же, непрерывного действия; 9 — бункер; 10 — песок; 11 — щебень; 12 — комовой известки; 13 — дробленой известки; 14 — молотой известки; 15 — обогащенной смеси известки с песком; 16 — сушеного песка; 17 — молотого песка; 18 — домолотого цемента с песком; 19 — дозированных материалов; 20 — готовой смеси

Таблица 1

Показатель	Крупнозернистый бетон	Мелкозернистые бетоны			
		обычный	активированный	автоклавный	силикатный
Трудоемкость изготовления, чел.-ч	7,2	7,2	7,3	7,2	7,4
Расход цемента, кг	340	430	340	340	—
Расход извести, кг	—	—	—	—	210
Расход энергии с учетом добычи, транспортировки заполнителей и производства вяжущих, кг усл. топ.	161	174	153	153	101
Металлоемкость производства, кг	25,4	25,4	29,9	27,3	33,2

сравнению с бетоном на щебне (25,4 кг).

Трудоемкость производства изделий из мелкозернистого бетона (обычного и автоклавного) и бетона на щебне составляет 7,2 чел.-ч/м³, из активированного и силикатного мелкозернистых бетонов трудоемкость повышается на 1—3%.

По стоимости мелкозернистый бетон в зависимости от его разновидностей дешевле бетона на щебне на 2,49—6,77 р., или на 14—39%. Однако эти значения получены для условий Московской обл. с принятыми усредненными ценами песка 4,7 и щебня 8,3 р/м³. Во многих районах страны стоимость заполнителей, особенно щебня, превышает указанные цены в 2 и более раза. Поэтому для этих районов мелкозернистые бетоны еще более экономичны. Удельные капитальные вложения для

Таблица 2

Показатель	Крупнозернистый бетон	Мелкозернистые бетоны			
		обычный	активированный	автоклавный	силикатный
Себестоимость изготовления, р.:					
бетон	46,25	43,72	43,56	42,83	41,22
арматурная сталь	17,53	15,04	14,20	13,35	10,76
переработка (изготовление изделия)	9,81	9,81	9,81	9,81	9,81
Удельные капитальные вложения:					
добыча заполнителей	18,91	18,87	19,55	19,67	20,75
производство вяжущих	105,89	104,12	104,12	100,96	94,12
приготовление бетона с подготовкой материалов	10,70	5,04	5,72	5,75	5,06
формование изделий	14,19	18,06	14,19	14,19	3,80
ТВО:	1,98	1,93	5,19	1,93	5,77
хозрасчетные приведенные затраты на производство сборного железобетона	75,99	75,99	75,99	75,43	75,43
Народнохозяйственные приведенные затраты	3,03	3,03	3,03	4,06	4,06
	58,40	55,86	56,19	55,04	54,11
	62,13	59,34	59,18	59,97	55,44

мелкозернистых бетонов меньше чем для бетона на щебне, на 2—11%.

Мелкозернистый бетон по народнохозяйственным приведенным затратам также эффективнее бетона на щебне на 2,16—6,69 р. (для условий Московской обл.).

Наиболее эффективным является силикатный бетон, стоимость 1 м³ которого на 2,6—4,3 р. ниже других видов мелкозернистых бетонов. Это объясняется более низкой стоимостью извести, расход которой в 1,5 раза меньше, чем цемента при примерно одинаковой цене 1 т извести и цемента.

Однако развитию производства конструкций из силикатного бетона препятствует отсутствие автоклавов диаметром 4,2—4,6 м, в которых можно пропаривать панели размером на комнату. Неполностью решен вопрос трещиностойкости изделий, выпускаемых по так называемой кипелочной схеме, при которой известь загашивается в автоклаве; в изделиях часто возникают трещины.

Себестоимость изготовления изделий из обычного, активированного и автоклавного мелкозернистых бетонов примерно одинакова. Наиболее дорогим является обычный мелкозернистый бетон, однако его высокая эффективность по сравнению с бетоном на щебне зависит от соотношения цен на песок, щебень, цемент.

Из рис. 2 видно, что область рационального применения обычного мелко-

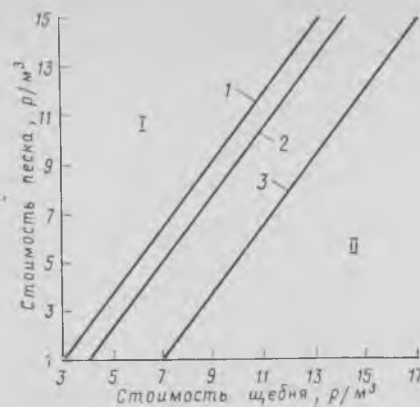


Рис. 2. Рациональные области применения мелкозернистых бетонов

I — на щебне; II — обычный мелкозернистый бетон
Стоимость цемента: 1 — 22 р/т; 2 — 30 р/т; 3 — 60 р/т

зернистого бетона, зависящая от соотношения цен на песок и щебень, расширяется с уменьшением цены цемента. Предельную цену песка, при которой обычный мелкозернистый бетон дешевле бетона на щебне, можно определить по формулам:

$$C_{п} \leq 1,39 C_{щ} - 3,1 \text{ при } C_{ц} = 22 \text{ р/т;}$$

$$C_{п} \leq 1,39 C_{щ} - 4,2 \text{ при } C_{ц} = 30 \text{ р/т;}$$

$$C_{п} \leq 1,39 C_{щ} - 8,4 \text{ при } C_{ц} = 60 \text{ р/т,}$$

где $C_{п}$ — предельная цена 1 м³ песка, р.; $C_{щ}$ — цена 1 м³ щебня, р.; $C_{ц}$ — цена 1 т цемента, р.

Выводы

Экономическая эффективность мелкозернистых бетонов в сравнении с щебеночными бетонами зависит от соотношения цен на песок и щебень и составляет 2,2—6,7 р/м³ в зависимости от вида мелкозернистых бетонов. Для районов, в которые завозят щебень на значительные расстояния, эффективность мелкозернистых бетонов увеличивается пропорционально повышению стоимости щебня и может превышать в несколько раз указанные величины.

Народнохозяйственные капитальные вложения при выпуске 1 м³ мелкозернистого бетона всех видов на 2—12 р. ниже по сравнению с бетоном на щебне.

Реализация преимуществ мелкозернистых бетонов требует организации выпуска автоклавов большего диаметра и повышения технологической трещиностойкости автоклавных (особенно силикатных) изделий, разработки простых методов активирования цементных бетонов, исключающих размол песка, и снижения расхода дефицитного цемента в наиболее простых по технологии обычных цементных мелкозернистых бетонах.

УДК 691.322

Н. И. ЗОЩУК, канд. техн. наук (Криворожский горнорудный ин-т),
В. В. ВЛАДИМИРОВ, инж. (Белгородский технологический ин-т строительных материалов)

Влияние формы зерен мелкого и крупного заполнителей на свойства бетона

Для приготовления бетона в качестве мелкого заполнителя часто применяют отсев дробления скальных пород с повышенным количеством пластинчатых зерен. Большое количество таких зерен имеется в крупном заполнителе — щебне. Так, в настоящее время в качестве заполнителей бетона применяют кристаллические сланцы, являющиеся вскрышной породой железорудных карьеров Курской магнитной аномалии (КМА), Криворожского бассейна и многих других. При этом содержание пластинчатых зерен в щебне достигает 45%, а в песке — 50%. Необходимо знать, как влияет содержание пластинчатых зерен в мелком и крупном заполнителях на состав и свойства бетонной смеси и бетона.

Известно, что при использовании высококачественного песка форма зерен щебня мало влияет на удобоукладываемость бетонной смеси. Прочность бетона понижается с повышением содержания

пластинчатых зерен, что объясняется плохими адгезионными свойствами их поверхности [1]. Увеличение содержания пластинчатых зерен в песке несущественно повышает его пустотность и водопотребность, что объясняется более гладкой поверхностью пластинчатых зерен по сравнению с кубообразными. При этом при одинаковом составе бетона удобоукладываемость ухудшается незначительно, а прочность при сжатии и при изгибе возрастает [2].

Увеличение содержания пластинчатых зерен в мелком заполнителе не изменяет оптимальное содержание крупного заполнителя в бетонной смеси (коэффициента раздвижки) и мало отражается на прочности бетона. Удобоукладываемость при этом ухудшается незначительно, увеличение содержания пластинчатых зерен с 14 до 50% повышает жесткость бетонной смеси меньше, чем уменьшение модуля крупности песка с 3,6 до 2,6 [3].

Совместное влияние формы зерен мелкого и крупного заполнителей на состав и свойства бетона ранее не исследовалось. Нами изучались щебень крупностью 5—20 мм и песок из кристаллических сланцев Лебединского месторождения КМА с содержанием пластинчатых зерен соответственно 45 и 50%, а также портландцемент Белгородского завода активностью 47 МПа и нормальной густотой 24,4%. При проведении эксперимента учитывали, что на удобоукладываемость бетонной смеси и прочность бетона одновременно с формой зерен заполнителей окажут влияние модуль крупности песка, коэффициент раздвижки зерен крупного заполнителя и содержание цементного теста в смеси.

Для исследования совместного влияния перечисленных факторов при минимальном возможном числе серий формируемых образцов спланирован пятифакторный эксперимент. Для этого выбран ортого-

пальный центральный композиционный план второго порядка. Нижний и верхний уровни варьирования переменных факторов: модуль крупности песка $M_{кр}=2,6...3,6$, объем цементного теста $C_{цт}=0,28...0,36$ м³/м³, коэффициент раздвижки зерен крупного заполнителя $K_p=1,0...1,4$, содержание пластинчатых зерен в щебне $P_{щ}=9...45\%$ и в песке $P_{п}=14...50\%$.

Механической обработкой (сжатием более крупных фракций в цилиндре под давлением 20—40 МПа) получали щебень и песок с содержанием пластинчатых зерен 9 и 14% [4]. Щебень и песок с различной формой зерен имели одинаковый гранулометрический состав. Песок с различным модулем крупности имел одинаковую удельную поверхность (с $M_{кр}=2,6$ не содержал фракций 2,5...5 мм и менее 0,14 мм, а с $M_{кр}=3,6$ имел 10% частиц мельче 0,14 мм). Показатели пустотности щебня и песка и их водопотребность (по методу Баженова — Скрамтаева) приведены в табл. 1.

С уменьшением пластинчатых зерен шероховатость поверхности заполнителей повышается. Марка щебня до и после обогащения составила 1200. Жесткость бетонной смеси определяли техническим вискозиметром, а предел прочности при сжатии испытанием 6 кубиков с ребром 10 см в возрасте 28 сут. Пустотность заполнителей и их смеси определяли в сосуде емкостью 5 л в насыщенном состоянии и после вибрации на лабораторной виброплощадке в течение 60 с.

При обработке результатов получены математические модели жесткости бетонной смеси (Ж) и предела прочности бетона при сжатии ($R_{сж}$) в кодированной системе координат:

$$\begin{aligned} J = & 16,5 + 7,1 P_{щ} (1 + 0,72 P_{щ}) - \\ & 15,2 C_{цт} (1 - 0,3 C_{цт}) + 6,1 M_{кр} \times \\ & \times (C_{цт} - 0,6) - 5,1 K_p (C_{цт} - 0,64) - \\ & - 5,3 P_{щ} (C_{цт} + 0,5 K_p) + \\ & + 4 P_{п} (K_p + 0,68 M_{кр}) - 3,1 P_{п} P_{щ} - \\ & - 5,1 M_{кр} (K_p + 0,4 P_{щ}). \end{aligned}$$

Уравнение имеет следующие характеристики: $F=11,5$, $K_{оп}=0,997$ и отклонение 4,88%.

$$\begin{aligned} R_{сж} = & 41,8 - 1,7 C_{цт} - 1,1 P_{п} + \\ & + K_p + 1,3 P_{щ} (C_{цт} - 1,1 M_{кр}) \times \\ & \times (1 - 0,87 K_p). \end{aligned}$$

В уравнении $F=11,5$, $K_{оп}=0,88$ и отклонения 2,67%.

Средние значения пустотности смеси заполнителей, удобоукладываемости смеси, средней плотности и предела прочности бетона при сжатии приведены в таблице 2. Анализ математических моделей и приведенных в ней результатов показывает, что пустотность смеси заполнителей не всегда согласуется с исходной пустотностью песка и щебня и содержанием их в смеси. Так, пустотность песка с $M_{кр}=2,6$ больше, чем с $M_{кр}=3,6$, а пустотность смеси с крупным песком значительно больше, чем с мелким. Это можно объяснить отсутствием в песке с $M_{кр}=2,6$ зерен фракции 2,5...5 мм, что обусловило прерывистую гранулометрию смеси заполнителей. Смесь щебня и песка с повышенным содержанием пластинчатых зерен в том и другом имеет

меньшую пустотность, чем смесь с песком или щебнем кубовидной формы зерен. Наименьшая пустотность — у смеси песка и щебня с одинаковой формой зерен. Вероятно, форма пустот соответствует форме зерен щебня, что способствует более плотной упаковке зерен песка с такой же формой зерен в пустотах.

Удобоукладываемость бетонной смеси почти не зависит от формы зерен песка, в большей степени на нее влияет крупность песка и форма зерен щебня. Однако, ухудшение удобоукладываемости бетонной смеси с увеличением числа пластинчатых зерен в щебне незначительно. Так, повышение их содержания с 9 до 45% увеличивает жесткость бетонной смеси в среднем с 21 до 33 с.

С уменьшением содержания пластинчатых зерен в щебне с 45 до 9% прочность бетона при сжатии повышается в среднем на 2,5% (с 41,1 до 42,2 МПа). В ранних исследованиях установлено, что при одинаковых адгезионных свойствах поверхности с повышением в щебне содержания пластинчатых зерен прочность бетона увеличивается. В данном случае это можно объяснить тем, что способ улучшения формы пластинчатых зерен их сдавливанием одновременно улучшает адгезионные свойства поверхности. Поверхность пластинчатых зерен в основном гладкая и обычно покрыта слюдой. При давлении 20—40 МПа слюдосодержащие зерна, как наименее прочные, разрушаются, их поверхность деформируется и становится

шероховатой. В итоге поверхность кубообразных зерен обладает лучшими адгезионными свойствами, что положительно отражается на прочности бетона.

Уменьшение содержания пластинчатых зерен в песке с 50 до 14% увеличивает прочность бетона при сжатии в среднем на 5% (с 40,6 до 42,8 МПа). Увеличение прочности можно объяснить тем, что в мелких фракциях отсева дробления сланцев содержится повышенное количество слюдистых минералов. Перед обогащением песка эти фракции удаляли. Отрицательное влияние пластинчатых зерен щебня и песка на прочность бетона подтверждается на песке с $M_{кр}=2,6$ и 3,6. При использовании песка с $M_{кр}=2,6$ прочность бетона на 5% больше, чем при использовании песка с $M_{кр}=3,6$ (42,7 и 40,6 МПа). Противоположное, на первый взгляд, уменьшение прочности бетона при увеличении крупности песка объясняется только тем, что в крупном песке содержалось 10% пылевидных частиц, в основном представленных слюдистыми минералами. Очевидно, для более подвижных смесей и бетона меньшей прочности влияние формы зерен мелкого и крупного заполнителя будет еще меньше.

Проведенные исследования послужили основанием для разработки предложений по использованию кристаллических сланцев КМА для производства заполнителей бетона. Щебень будет использоваться без обогащения. Из отсева будут удаляться продукты мельче 0,63 мм, а остальная часть найдет применение при обогащении природного мелкого песка по гранулометрическому составу. Институт Центрпрогипроруда разработал проектную документацию на реконструкцию ДСФ-2 Лебединского ГОКа для производства щебня и песка из сланцев Лебединского карьера. Минэнерго СССР выделило средства на реконструкцию фабрики, на которой в 1986 г. будет получено 1,3 млн. м³ щебня и 250 тыс. м³ песка. В перспективе объем производства щебня и песка из пород скальной вскрыши карьеров Лебединского и Стойленского ГОКов может быть увеличен до 5 млн. м³. Общий экономический эффект составит около 20 млн. р. в год.

Выводы

С увеличением содержания пластинчатых зерен в песке и щебне увеличивается их пустотность и пустотность смеси. Если расход теста превышает пустотность смеси, то форма зерен щебня и особенно песка почти не влияют на прочность бетона. Щебень и песок из кристаллических сланцев могут использоваться в качестве заполнителей бетона марок до М500 без обогащения. Из песка необходимо удалять мелкие фракции.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Зошук Н. И., Малыгина В. С. Бетон на заполнителе из метаморфических сланцев. — Бетон и железобетон, 1982, № 12.
2. Зошук Н. И., Кузнецов В. Д. Влияние формы и крупности зерен песка на свойства песчаного бетона. — Бетон и железобетон, 1981, № 7.
3. Зошук Н. И., Владимиров В. В., Кузнецов В. Д. Влияние формы зерен мелкого заполнителя на свойства бетона. — Бетон и железобетон, 1984, № 2.
4. Зошук Н. И., Сапин М. В. Изучение возможности получения щебня кубической формы из сланцевых пород. — Строительные материалы, 1978, № 10.

Таблица 1

Вид заполнителя	Содержание пластинчатых зерен, %	Модуль крупности песка и крупность щебня, мм	Пустотность заполнителя, %	Водопотребность, %
Щебень	45 9	5—20 5—20	50,9/42,6 46,4/38,9	4,8 4,8
Песок	50 50	3,6 2,6	47,5/39,3 47,7/38,3	9,0 11,5
Песок	14 14	3,6 2,6	46,3/36,5 47,6/37,5	8,3 10,9

Примечание. Перед чертой — в насыщенном состоянии; после черты — в уплотненном.

Таблица 2

Содержание пластинчатых зерен, %	Модуль крупности песка и содержание пластинчатых зерен, %	Пустотность смеси, %	Жесткость бетонной смеси, с	Прочность при сжатии, МПа
45	50 14	39,8/29,0 40,5/29,5	37 29	40,1 42,2
9	50 14	39,8/29,6 38,7/27,2	20 21	41,1 43,4
45	3,6 2,6	41,6/30,7 38,8/27,9	27 40	39,8 42,5
9	3,6 2,6	40,7/29,4 37,8/27,5	17 24	41,4 42,9

Примечание. Перед чертой — в насыщенном состоянии; после черты — в уплотненном.

Е. А. ГУЗЕЕВ, д-р техн. наук (НИИЖБ); Л. А. СЕЙЛАНОВ, канд. техн. наук (Оргэнергострой); В. И. ШЕВЧЕНКО, канд. техн. наук (Волгоградский инженерно-строительный ин-т)

Анализ разрушения бетона по полностью равновесным диаграммам деформирования

Возросшие требования к расчету конструкций с учетом долговечности определяют необходимость расширения и качественного совершенствования экспериментальных данных о свойствах бетона и железобетона. Однако современные испытательные машины и стандартные методики, как правило, не обеспечивают идентичности условий деформирования опытных образцов по жесткости нагружающей системы, что приводит к неоднозначной оценке важнейших свойств конструктивных материалов.

На начальном этапе механических испытаний бетона в упругой стадии деформирования жесткость нагружающего устройства практически не влияет на характер протекающих в материале процессов. В дальнейшем, по мере снижения сопротивляемости бетона действию нагрузки, упругая энергия, накопленная в машине, переходит в кинетическую энергию деформирования с изменением скорости перемещения элементов машины, передающих усилие образцу. При этом силоизмерительное устройство фиксирует падение нагрузки, отражающее не только реальные физические процессы разрушения материала, но и особенности свойств системы образец—машина. Эти эффекты особенно заметно проявляются на заключительной стадии деформирования, когда про-

исходит резкое уменьшение сопротивляемости материала вследствие развития локальных деформаций с соответствующим преждевременным спонтанным разрушением образца.

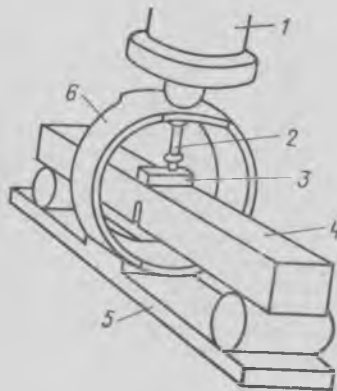


Рис. 2. Схема дополнительного устройства к стандартной разрывной машине
1 — нагружающий элемент пресса; 2 — пуансон; 3 — распределительная балочка; 4 — образец; 5 — основание; 6 — упругое стальное кольцо

Таким образом, в процессе механических испытаний бетона, когда задано не зависящее от свойств материала возрастание внешней силы на испытательной машине, постепенно накапливающей неконтролируемое избыточное количество упругой энергии, при максимальных напряжениях деформирование образца заканчивается его полным динамическим разрушением в момент, приблизительно соответствующий условному пределу прочности материала. В результате выявляется только часть полной диаграммы деформирования, которая не отражает в полной мере физические процессы, протекающие в материале при механических испытаниях.

Получение полностью равновесных диаграмм деформирования (ПРДД), корректно отображающих реальные физические процессы накопления повреждений в материале при механических испытаниях, возможно только при использовании машин с достаточно высокой регулируемой жесткостью. По таким диаграммам, кроме прочностных характеристик материала, можно определить комплекс силовых и энергетических параметров разрушения.

Авторами для получения ПРДД бетона (с автоматической их записью) при изгибе образца размером $50 \times 50 \times 320$ мм по трехточечной схеме использовано дополнительное устройство к стандартной разрывной машине (рис. 1, 2) [1]. Основным элементом устрой-

ства является стальное кольцо, обеспечивающее стабильный, равновесный характер разрушения вследствие увеличения жесткости испытательной системы и восприятия избытка упругой энергии, высвобождающейся при разрушении образца. Скорость нагружения в процессе испытаний $8,3 \cdot 10^{-3}$ мм·с⁻¹.

Площадь ПРДД, получаемая в координатах сила P — прогиб f с учетом поправки на вес образца, представляет полную работу разрушения $A_c =$

$$= \int_0^{f_{\max}} P df. \text{ Отношение } A_c \text{ к площади}$$

поверхности разрушения F является энергией разрушения $G_{1c} = A_c/F$, включающей не только термодинамическую величину поверхностной энергии в условиях идеально хрупкого отрыва, но и диссипацию энергии вследствие необратимых деформаций на фронте трещины при ее продвижении. С учетом неоднородности структуры бетона получаемое значение G_{1c} представляет собой интегральную (среднюю по сечению образца) величину энергии разрушения.

На примере исследования деструкции циклически замораживаемого бетона авторами показаны возможности методики, обеспечивающей при механических испытаниях полностью равновесный характер разрушения. ПРДД снимали с образцов, имевших различную длину инициирующего надреза (l_0 0, 15, 25, 35 мм) и подвергшихся определенному числу циклов замораживания-оттаивания (ЦЗО) (N 0, 5, 10, 13, 21, 30). Надрезы шириной 1—1,2 мм производили алмазным диском. Параметры ЦЗО: замораживание от 293 до 218 К (7,5 ч); выдерживание при 218 К (0,5 ч); оттаивание в воде (16 ч).

Для изготовления основных и вспомогательных (кубы с ребром 70 мм, призмы размером $70 \times 70 \times 280$ мм) образцов использовали бетонную смесь состава 1 : 1,63 : 3,41 (B/C) = 0,6; ОК = 5...7 см; песок с $M_{кр} = 2,14$; цемент Воскресенского завода ($R_{ц} = 38,2$ МПа); гранитный щебень фракции 5—10 мм. Образцы твердели 3 сут в формах при нормально-влажностных условиях, после чего подвергались ТВО по режиму 3+8+6 ч ($t_{\max} = 353$ К) и в дальнейшем до испытаний находились в нормально-влажностных условиях.

Бетон в исходном воздушно-сухом состоянии (марка М200; морозостойкость < Мрз 50; влажность по массе $W_0 = 2,67\%$) имел следующие характеристики: $R = 25,2$ МПа; $R_{пр} = 15,9$ МПа; $R_p = 2,25$ МПа; $R_{p.п} = 4,53$ МПа; $E = 38,54 \cdot 10^3$ МПа; $G_{1c} = 122,37$ Н/м; $K_{1c} = 2,17$ МН/м^{3/2}. K_{1c} — критический коэффициент интенсивности напряжений: $K_{1c} = \sqrt{G_{1c} E}$. Перед испытанием на ЦЗО образцы водонасыщали 4 сут ($W_1 = 4,82\%$).

Следует отметить, что при равновесных механических испытаниях на одних и тех же образцах по ПРДД, кроме $R_{п.п}$, E , A_c , G_{1c} , K_{1c} , можно одновременно определять: d — характерный линейный размер зоны неупругого деформирования за концом развивающейся трещины; l_c — критическую длину равновесной трещины; $\Delta l_f \rightarrow$ локальную деформацию; J_{1c} — критическое значе-



Рис. 1. Установка для получения полностью равновесных диаграмм деформирования материала при трехточечном изгибе

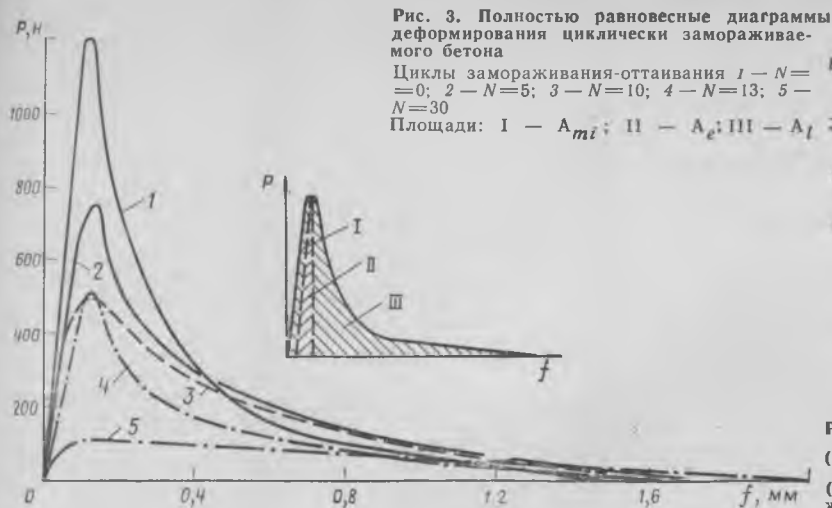


Рис. 3. Полностью равновесные диаграммы деформирования циклически замораживаемого бетона
Циклы замораживания-оттаивания 1 — $N=0$; 2 — $N=5$; 3 — $N=10$; 4 — $N=13$; 5 — $N=30$
Площади: I — A_{mi} ; II — A_e ; III — A_l



Рис. 4. Зависимость силового K_{Ic} (1), энергетического G_{Ic} (2) и физико-механических E (3), $R_{p-н}$ (4), $R_{пр}$ (5), W (6) параметров разрушения бетона от числа циклов замораживания-оттаивания (N)

ние контурного интеграла Черепанова — Райса; параметры сопротивления материала росту трещин (R — кривые) в различных терминах — K_R , G_R , I_R .

Анализ ПРДД, кроме того, позволяет дифференцировать полную работу разрушения образца A_c на те ее части, которые затрачиваются на микротрещинообразование A_{mi} , упругое A_e и локальное A_l деформирование — $A_c = A_{mi} + A_e + A_l$ (рис. 3). Можно также идентифицировать работу, затрачиваемую на развитие макротрещин $A_{ma} = A_e + A_l$ и необратимых деформаций, т. е. непосредственно на разрушение $A_f = A_{mi} + A_l$. Значения A_c , A_{mi} , A_e , A_l , A_f , A_{ma} , рассчитанные по ПРДД циклически замораживаемого бетона (см. рис. 3), приведены в таблице. Диаграммы на рис. 3 получены на образцах без инициирующего надреза ($l_0=0$).

Номер диаграммы по рис. 3	$A_c \cdot 10^{-2}$, Н·м	$A_{mi} \cdot 10^{-2}$, Н·м	$A_e \cdot 10^{-2}$, Н·м	$A_l \cdot 10^{-2}$, Н·м	$A_f \cdot 10^{-2}$, Н·м	$A_{ma} \cdot 10^{-2}$, Н·м
1	37,91	2,13	7,20	28,58	30,71	35,78
2	32,46	2,78	4,11	25,57	28,35	29,68
3	27,33	3,42	1,75	22,16	25,58	23,91
4	20,26	1,89	1,11	17,26	19,15	18,37
5	10,96	0,97	0,21	9,78	10,75	9,99

Анализом установлено, что по мере ЦЗО бетона одновременно со снижением абсолютных величин полной работы A_c , затрачиваемой на разрушение образца при равновесных механических испытаниях, происходит уменьшение A_e и A_e/A_c , а также увеличение A_f/A_c . Иначе говоря, накопление дефектов в структуре циклически замораживаемого бетона приводит к снижению его упругости и относительному увеличению сопротивления необратимым деформациям. Исследования показали, что на первом этапе ($\approx$ до 10 циклов) ЦЗО

вызывает превалирующее развитие макродефектности структуры бетона. Это отражается в том, что при равновесных механических испытаниях увеличивались относительные величины A_{mi}/A_c с соответствующим уменьшением A_{ma}/A_c . На втором этапе ($\approx 10-13$ циклов), отмечался противоположный характер изменения относительных величин A_{mi}/A_c и A_{ma}/A_c , что свидетельствует о преобладающих процессах развития макродефектности структуры бетона. На третьем этапе криогенная деструкция бетона происходит при практически постоянных значениях отношений A_{mi}/A_c и A_{ma}/A_c вследствие дальнейшего снижения упругости материала и увеличения части A_c , расходуемой на необратимое деформирование A_f .

Указанные особенности, на наш взгляд, объясняются тем, что в результате четырехсуточного выдерживания образцов в воде перед началом ЦЗО превалирующе влагонасыщенной оказалась макро- и мезоструктура бетона, что на первом этапе ЦЗО привело к преимущественному развитию макродефектности. В дальнейшем, по мере увеличения дефектности структуры материала с соответствующим ростом влажности одновременно происходило ее перераспределение в более мелкие поры, что в свою очередь вызвало ($\approx 10-13$ циклов) относительно больший рост макродефектности структуры бетона при ЦЗО. Взаимосвязанный и взаимовлияющий характер процессов накопления повреждений в структуре бетона и изменения его влажностного состояния при ЦЗО показан в работе [2].

Представление на рис. 4 данные по влиянию ЦЗО на силовые, энергетические и механические характеристики деструкции бетона показывают, что закономерное их снижение сопровождается увеличением степени водонасыщения материала; это соответствует данным работы [2]. Рассмотрение кинетики этого процесса позволяет выделить три характерных участка. Начальное интенсивное накопление повреждений в бетоне ориентировочно на участке между 10 и 13 циклами сменяется относительно постоянными значениями всех параметров, определяющих процессы разрушения материала. Здесь, по-види-

мому, происходит переориентация дефектов, а также перераспределение влаги внутри структуры материала. Это явление также подтверждают данные, представленные на рис. 3 (3, 4). На третьем этапе ЦЗО приводит к последующему увеличению числа дефектов структуры вплоть до состояния практически полной потери сплошности (5 на рис. 3).

Анализ данных рис. 3 и 4 указывает на неравнозначный характер влияния ЦЗО на кинетику накопления повреждений в бетоне, определяемую по ПРДД методами механики разрушения и традиционными механическими испытаниями. Так, например, ориентировочно с 13 по 30 циклы, $R_{пр}$ снизилась на 22%, в то же время K_{Ic} и G_{Ic} уменьшились соответственно на 46 и 44%. Таким образом кинетика изменения $R_{пр}$ (см. рис. 4) свидетельствует о значительном запасе морозостойкости материала, что не соответствует реальной остаточной стойкости бетона (см. 5 на рис. 3). По-видимому, кинетику действительного снижения стойкости материала значительно точнее отображают A_c , G_{Ic} и K_{Ic} , полученные по ПРДД, чем $R_{пр}$ из традиционных механических испытаний. Следовательно, методы, основанные на всестороннем анализе ПРДД, корректнее отражают физические процессы накопления повреждений в структуре бетона при различных механических, климатических, корродирующих и других воздействиях.

Вывод

Дальнейшее качественное совершенствование и количественное расширение экспериментальных данных по свойствам бетона и железобетона возможно на основании проведения испытаний, обеспечивающих полностью равновесный и регулируемый процесс деформирования материала с последующим определением по получаемым полным диаграммам комплекса механических, энергетических и силовых параметров разрушения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Шевченко В. И. Энергетический подход к оценке вязкости разрушения цементного камня и бетона. — Бетон и железобетон, 1985, № 1.
2. Горчаков Г. И., Гузев Е. А., Сейланов Л. А. Криогенная деструкция железобетонных конструкций. — Бетон и железобетон, 1985, № 1.

Б. Д. ТРИНКЕР, И. И. ШАХОВ, Ю. В. МАТВЕЕВ, кандидаты техн. наук,
В. Н. САДАКОВА, канд. хим. наук, А. А. КОКИН, инж. (ВНИПИТеплопроект)

Прочностные и деформативные свойства легкого полимерсиликатного бетона

При сжигании сернистого топлива образующиеся газы содержат значительное количество агрессивных компонентов, в частности окислов серы. Нестационарный режим эксплуатации труб и колебания температуры удаляемых газов приводят к выпадению на внутренней поверхности футеровки конденсата серной кислоты (до 80%-ной концентрации), на внутренней поверхности бетона ствола — сернистой кислоты. Как показали ранее проведенные исследования, стойким материалом в указанных агрессивных газовых средах является легкий полимерсиликатный бетон. Последний выполняет функции противокоррозионной защиты портландцементного бетона ствола трубы и теплозащиты, снижая температуру на внутренней поверхности ствола до установленного предела (373 К).

Физико-механические, химические и реологические свойства бетона футеровочного слоя под воздействием агрессивных составляющих дымовых газов и повышенной температуры определяли на опытных образцах-кубах с ребром 100 мм и образцах-призмах размером 100×100×400 мм. При этом использовали натриевое жидкое стекло плотностью 1400 кг/м³ с силикатным модулем 2,8, кремнефтористый натрий с тонкостью помола не менее 90%, андезитовую муку с удельной поверхностью не ниже 3000 см² и кислотостойкостью более 95%, песок плотностью 2490 кг/м³ с модулем крупности 2,53 и загрязненностью менее 1%, керамзитовый гравий со смесью фракций 5—10 и 10—20 мм в соотношении 1:1, объемно-насыпной массой 550 кг/м³, плотностью 1005 кг/м³, пустотностью 45%, прочностью 2,9 МПа. Состав бетона (в кг/м³): жидкое стекло — 290, кремнефтористый натрий — 45, андезитовая мука — 360, кварцевый песок — 560, керамзитовый гравий — 480, ацетонотформальдегидная смола (АЦФ-3М-65) — 10.

Призмную прочность $R_{пр}$ и модуль упругости E_0 полимерсиликатного бетона определяли на образцах-призмах по методике ГОСТ 24452—80, ГОСТ 24544—81 и ГОСТ 24545—81 при температурах 293, 333, 363, 393, 423 и 473 К. Начальная призмная прочность (при 293 К) $R_{пр}$ составляет 12,5 МПа (рис. 1). При нагреве в этом диапазоне температур $R_{пр}$ снижается незначительно (максимально на 16% при 333 К). В целом, можно принять, что при температуре 313...473 К $R_{пр} = 0,86 R_{пр}$.

Начальный модуль упругости полимерсиликатного бетона составляет ~9400 МПа (рис. 1). При температуре 313...393 К модуль упругости снижается (при 293 К $E_0 = 5600$ МПа). При более высоких температурах E_0 возрастает и при 433 К несколько превышает началь-

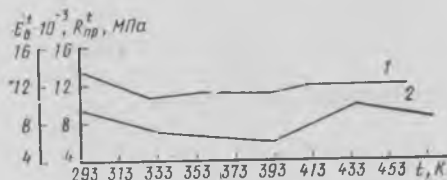


Рис. 1. Изменение призмной прочности (1) и модуля упругости (2) полимерсиликатного бетона под воздействием температуры

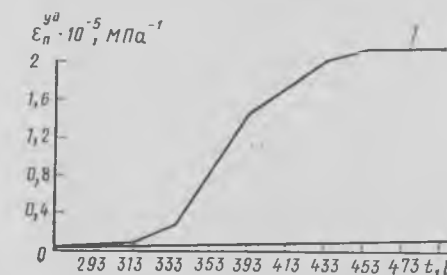


Рис. 2. Удельные деформации ползучести полимерсиликатного бетона в процессе подъема температуры

1 — первый нагрев; 2 — второй

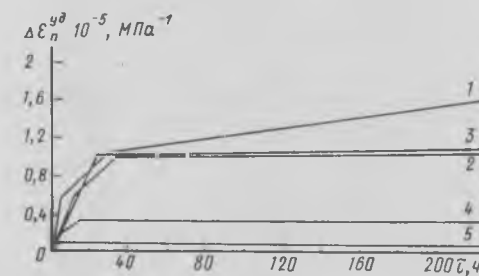


Рис. 3. Приращение удельных деформаций ползучести полимерсиликатного бетона в процессе выдержки при разной температуре (К) 1 — 333, 2 — 363, 3 — 393, 4 — 423, 5 — 473

ное значение. Характер и диапазон изменения модуля упругости полимерсиликатного бетона обуславливает необходимость их учета при расчете напряженно-деформированного состояния стволов труб с монолитной футеровкой.

Температура, К				
газов	на поверхности легкого полимерсиликатного бетона	между слоями бетонов	на наружной поверхности	воздуха
503	483	383	333	291
473	463	371	323	291
413	393	333	293	291

Одними из наиболее важных реологических свойств полимерсиликатного бетона являются деформации ползучести, которые определяли на образцах-призмах по методике, разработанной во ВНИПИТеплопроект*.

Образцы полимерсиликатного бетона испытывали в возрасте 3—5 мес. Температуру поднимали со скоростью 20 К/ч до 333, 363, 393, 423 и 473 К. Образцы-призмы выдерживали в течение 150—220 ч до стабилизации деформаций, затем охлаждали со скоростью 20 К/ч и цикл повторяли.

Призмы загружали постоянной сжимающей нагрузкой, составляющей 0,13—0,17 $R_{пр}$ до начала подъема температуры, что соответствует условиям работы бетона футеровочного слоя в конструкции дымовой трубы, так как в реальных сооружениях в бетоне возникает напряжения либо до начала нагрева (например от собственной массы вышележащих слоев бетона), либо одновременно с подъемом температуры (температурные напряжения).

В результате испытаний получены деформации ползучести полимерсиликатного бетона и характер их изменения в интервале температур 293...473 К как в процессе подъема температуры, так и при стационарном нагреве и охлаждении во время двух циклов «нагрев — выдержка — охлаждение» (рис. 2, 3).

Удельные деформации ползучести полимерсиликатного бетона в процессе первого подъема температуры развиваются чрезвычайно интенсивно, достигая к 433 К $2,1 \cdot 10^{-5}$ МПа⁻¹. При повторном нагреве удельные деформации ползучести уменьшаются примерно в 25 раз, т. е. развиваются в меньшей степени. В процессе выдержки они продолжают нарастать (наиболее интенсивно при 333—393 К). Через 200 ч выдержки, когда деформации ползучести стабилизировались, приращения удельных деформаций ползучести составляют при 333 К — 600, при 363 К — 110, при 393 К — 60, при 423 К — 17% начальных значений.

Исследовали также распределение температуры на фрагменте двухслойной конструкции, состоящей из тяжелого портландцементного бетона ($\gamma = 2350$ кг/м³, $R_{сж}^{28} = 26,6$ МПа) и легкого полимерсиликатного ($\gamma = 1540$ кг/м³, $R_{сж}^{28} = 12,5$ МПа). Температуру измеряли хромель-копелевыми термопарами. Показания записывали на приборе ЭПП-09МЗ. Толщина каждого из слоев составляла 0,1 м. Коэффициент теплопроводности легкого бетона равен 0,4 Вт/(м·К).

В таблице показано распределение температуры в двухслойной конструкции.

На основании полученных результатов установлено, что легкий полимерсиликатный бетон является хорошей теплоизоляционной защитой, он понижает температуру на внутренней поверхности несущего ствола до значений, обеспечивающих его надежную работу.

На этом же стенде изучали защитные свойства футеровочного слоя. На поверхность легкого полимерсиликатного бетона наносили слой 60%-ной серной кислоты толщиной 150 мкм при комнатной

* Шахов И. И. и др. Деформации жаростойких бетонов при нагревании до высоких температур в нагруженном состоянии. Сб. трудов ВНИПИТеплопроекта. Вып. 24. — М., 1974.

температуре, через 24 ч стенд нагревали до 423 К и выдерживали в течение 8 ч. Продолжительность испытаний составляла 10 циклов. При возникающем градиенте температуры ($\Delta t = 60$ К) миграция кислоты в пористом теле должна протекать с большой скоростью. Однако глубина проникновения кислоты в

таких условиях не превышает 10 мм. Это объясняется взаимодействием жидкого стекла с серной кислотой, в результате чего образуется гель кремневой кислоты, который колыматирует поры, препятствуя прохождению серной кислоты вглубь бетона и надежно защищая несущий ствол от кислотной коррозии.

Проведенные исследования и опыт эксплуатации железобетонной трубы высотой 250 м с армированной монолитной футеровкой из легкого полимерсиликатного бетона показали возможность строительства сооружений подобных конструкций для удаления сильноагрессивных газовых сред.

УДК 693.54(211/213)

Н. С. ВИНОГОРСКИЙ, канд. воен. наук, инж. (ЦНИИОМТП)

Влияние климатических условий на эффективность бетонных работ

На территории СССР климатические условия исключительно разнообразны — от Арктики до субтропиков, температура — от +60 до -60°C, продолжительность зимы — от нуля до 9 мес в году. Это сказывается при производстве строительных работ на нормах времени и выработки, и для бетонных работ учитывается температурными коэффициентами K^o в соответствии с ЕНиР-78. Средние значения температур разбиты на периоды. a, b, c, d (табл. 1).

Таблица 1

Периоды	Интервалы температур в году, °C	Средние значения коэффициента K^o
a	0...-20	1,10
b	-20...-30	1,23
c	Ниже -30	1,38
d	Выше 0	1,00

При интервале температур 0...-20°C для выдерживания можно применять наиболее экономичный метод термоса.

Длительность зимы n^3 на территории СССР показана в табл. 2.

Суммарный коэффициент снижения производительности труда и соответственно увеличения удельных трудозатрат T_3 при производстве бетонных работ определяется с учетом двух факторов — длительности зимнего времени и распределения строительно-монтажных работ ($P_{смп}$) по регионам страны.

Однако приведенные данные не раскрывают длительность периодов температуры в течение года. Решить подобную задачу можно, используя данные ГОСТ 16350-80 и табл. 1 и 2.

Общий коэффициент увеличения трудозатрат в зимнее время на всех технологических участках бетонных работ определяют по формуле:

$$K_o^3 = 1,1a + 1,23b + 1,38c + d. \quad (1)$$

При производстве бетонных работ трудозатраты дополнительно увеличиваются в результате зимнего ухода за бетоном с использованием технических средств и химических добавок (в том числе противоморозных и ускорителей твердения), метода термоса, предварительного разогрева бетонной смеси и прогрева бето-

на, включая электрический прогрев и греющую опалубку. В настоящее время дополнительные удельные трудозатраты для бетонных работ достигают в среднем 4,75 чел.-ч/м³. Их можно учесть соответствующим коэффициентом $K_{б.д}^3$ при выполнении бетонирования, включая задачу бетонной смеси (табл. 3).

Таблица 2

Территория	$P_{смп}, \%$	$n^3, \text{мес.}$	$\frac{P_{смп} \cdot n^3}{100}$
СССР	100	0—9 (4,95)	4,95
РСФСР	40,97	3—9 (7)	2,76
Европейская часть РСФСР	20,83	3—8 (6)	1,25
Сибирь и Дальний Восток,	20,14	7—9 (7,5)	1,51
в том числе Крайний Север	4,18	8—9 (ср. 8,5)	0,35
УССР	15,93	3,3	0,53
БССР	4,33	4	0,17
УзССР	15,87	3	0,48
КазССР	8,57	6,2	0,53
ГССР	0,61	0	0
АзССР	1,40	0	0
ЛитССР	3,30	4,1	0,14
МССР	1,26	3,5	0,04
ЛатССР	1,90	3	0,06
КиргССР	1,33	4	0,05
ТаджССР	1,07	2	0,02
АрмССР	1,17	2	0,02
ТССР	2,24	2	0,05
ЭССР	0,05	4	0,02

Примечания. Для СССР приведенная длительность зимы $n^3 = 4,95$ равняется сумме приведенных значений по регионам. В скобках дана расчетная приведенная, в остальных случаях — фактическая длительность зимы.

Таблица 3

Территория	Периоды				K_o^3	$K_{б.д}^3$
	a	b	c	d		
СССР	0,33	0,05	0,02	0,60	1,05	1,32
РСФСР	0,36	0,05	0,03	0,55	1,05	1,41
Европейская часть РСФСР	0,37	0,01	0,00	0,62	1,04	1,26
Сибирь и Дальний Восток	0,36	0,17	0,11	0,35	1,15	1,98
Крайний Север	0,38	0,18	0,12	0,32	1,12	1,99

Расчетные значения суммарных удельных трудозатрат (T_{Σ}^6) при бетонировании нулевого цикла в летних условиях и дальности подвоза бетонной смеси 15 км, с учетом коэффициента прочих работ $K_{пр} = 1,023$, составляют 2,51 чел.-ч/м³, в том числе собственно на укладке бетона $T_{б}^6 = 1,18$ чел.-ч/м³ и транспортные затраты $T_{тр}^6 = 1,33$ чел.-ч/м³.

Коэффициент дополнительных затрат, отнесенный к общему их объему, определяется по формуле:

$$K_{б.д}^3 = \frac{T_{б}^6 + T_{б.д}^3 (K_o^3 - d)}{T_{\Sigma}^6}. \quad (2)$$

В частности, для СССР в целом $K_{б.д}^3 = 1,32$.

Суммарный коэффициент увеличения трудозатрат в зимнее время на бетонных работах (без транспортирования) определяется произведением:

$$K_{\Sigma}^3 = K_o^3 \cdot K_{б.д}^3. \quad (3)$$

Так, для СССР $K_o^3 = 1,39$.

Суммарный общий коэффициент K_{Σ}^3 с учетом бетонных и транспортных работ, выполняемых в зимнее время, получают по формуле:

$$K_{\Sigma}^3 = \frac{(T_{б}^6 \cdot K_{б.д}^3) + (T_{тр}^6 \cdot K_o^3)}{T_{б}^6 + T_{тр}^6}. \quad (4)$$

Приведенная формула (4) применима для вычисления показателей по всем регионам.

Результаты расчетов показывают степень влияния температурных условий на территории СССР. Полученный суммарный коэффициент K_{Σ}^3 представляет собой коэффициент повышения трудозатрат и, соответственно, снижения производительности труда, достигающий 1,32 — для европейской части РСФСР; 2,1 — для РСФСР в целом; 2,24 — для Крайнего Севера и 2,28 — для Сибири и Дальнего Востока. Соответственно изменяется по регионам и доля зимних работ — от 30 до 43%.

Р. К. ЮСУПОВ, канд. хим. наук, В. З. КАРПИС, инж.,
В. Л. ГОЛЬДШТЕЙН, канд. биол. наук (НИЛ ФХММИТП)

Повышение эффективности добавок лигносульфонатов

Изучение пластифицирующих свойств лигносульфонатов (ЛС) — одно из важных направлений исследований по добавкам к бетону. На основе ЛС могут быть получены добавки со свойствами суперпластификаторов или близкие к ним. Вместе с тем лигносульфонатные добавки (в отличие от меламиновых и нафталиновых суперпластификаторов) дешевы, имеют практически неограниченную сырьевую базу в виде выпускавшихся до последнего времени концентратов сульфитно-дрожжевой бражки (СДБ).*

Развитие исследований в данном направлении позволило разработать технологию и составы новых добавок на основе ЛС [1], число которых продолжает расти. Однако несмотря на многочисленные предложения и положительные практические результаты проблема создания высокоэффективных лигносульфонатных пластификаторов еще не решена окончательно.

Нами были исследованы пластифицирующие свойства ЛС некоторых видов и модификаций с целью обоснования методов получения высокоэффективных пластификаторов.

Добавки ЛС исследовали при определении свойств пластифицированных смесей и затвердевшего бетона. Состав бетона: Ц:П:Щ=1:2,14:3,19; Ц=350 кг/м³, расход воды — в пределах В/Ц 0,52...0,56 подбирался из условия получения подвижности 2—3 см смеси по осадке конуса (без добавки). Использовали портландцемент марок 500 заводов «Гигант» и Белгородского, гранитный щебень Питкярантского карьера фракции 5...20 мм, песок Тучковского карьера с $M_{кр}=2,1...2,3$. Дозировка ЛС составляла 0,3% и более массы цемента, что соответствует дозам применения высокоэффективных пластификаторов.

* В настоящее время выпускаются лигносульфонаты технические (ОСТ 13-183-83).

Экспериментально определяли подвижность, воздухоовлечение бетонной смеси и прочность бетона. Испытания на прочность проводили после твердения в нормальных условиях с момента затворения, а также после тепловлажностной обработки бетона по режиму (2+4+6+12) ч. Изотермический прогрев — при температуре 80±5°C.

Эффективность применения добавок оценивали при сопоставлении прочности бетонов пластифицированного и контрольного состава (без добавок). Особое значение придавали сопоставлению показателей прочности непосредственно после ТВО через 4 ч. Соответствие этих показателей, как известно, прежде всего отличает бетоны с суперпластификаторами, а более или менее значительное отставание в наборе прочности — с пластификаторами обычного вида, например с СДБ.

Исследования были начаты с изучения свойств продукции целлюлозно-бумажной промышленности — всего было изучено около 30 партий концентратов СДБ, изготовленных Архангельским, Камским, Кондопожским, Туринским, Балахнинским и другими целлюлозно-бумажными комбинатами.

Концентраты использовали жидкие и твердые, они отличались по виду основания варочной кислоты (натриевые, кальциевонатриевые, магниевые, аммониевые).

Содержание редуцирующих веществ (РВ) колебалось в пределах 1,5...7,6%, содержание золы 4,4...23%. При этом независимо от некоторых колебаний показателей состава СДБ свойства бетона с добавками были довольно однородными: подвижность смеси увеличилась с 2 до 11...15 см при дозировках 0,3...0,6% и в наборе прочности бетона с добавками отставал на 40...60% через 4 ч и на 15...30% через 28 сут. после ТВО, а так-

же — на 10...15% в возрасте 28 сут. при нормальном хранении. Применение больших доз СДБ увеличивает воздухоовлечение в бетонную смесь до 3,4...8,8%.

Представленные данные позволяют сделать выводы о том, что исследованные концентраты СДБ обеспечивают близкие результаты по степени недобора прочности пластифицированного бетона. Вместе с тем они полностью подтверждают несоответствие технических ЛС суперпластификаторам.

Среди новых предложений значительное место занимают модификации лигносульфонатных добавок, характеризующиеся определенными особенностями фракционного состава. Выпускаемые промышленностью концентраты технических ЛС представляют собой, как известно, полимеры с молекулярной массой (ММ) распределенной в весьма широком интервале значений. Обычно прежде всего выделяют низкомолекулярную фракцию (НМФ) (с ММ от нескольких сот до нескольких тысяч) и высокомолекулярную фракцию (ВМФ) (с ММ порядка ста тысяч). Выделение низко- и высокомолекулярных фракций, а также фракций, характеризующихся значениями ММ в промежуточном интервале, проводилось методом дробного осаждения, а значения ММ контролировали методом гель-фильтрации на сефадексах. Результаты исследования влияния отдельных фракций на свойства смеси и прочность бетона представлены в табл. 1.

Анализ данных приводит к выводам, отличающимся от известных [2]. Результаты не позволяют считать высокоэффективным пластификатором ни одну из фракций. ВМФ характеризуются очень сильным стабилизирующим действием — замедлением процесса твердения (прочность бетона через 4 ч после ТВО составляет лишь 24% прочности бетона без добавок). Стабилизирующее действие НМФ выражено слабее, однако ее недостатком является большая воздухоовлекающая способность. Избыточно вовлеченный воздух всегда приводит к снижению прочности бетона, при этом его негативное влияние особенно значительно после ТВО, поскольку паровоздушная фаза, расширяясь при прогреве бетона, обуславливает развитие деструктивных процессов. В результате прочность пропаренного бетона с добавкой НМФ в возрасте 28 сут имеет самое низкое значение по сравнению с бетоном с добавками других фракций ЛС, а также с бетоном с той же добавкой, не подвергнутым ТВО.

Полученные результаты позволяют оценить эффективность некоторых методов модификации ЛС. В частности, достаточно широко известны методы, направленные на ослабление стабилизирующего действия ЛС — оно достигается при уменьшении содержания ВМФ, осаждаемой различными реагентами — например гидроокисью кальция по классическому методу Говарда, или с использованием в качестве осадителей различных электролитов. К этой же группе добавок следует отнести пластификатор НИЛ-20, получаемый путем очистки СДБ от ВМФ адсорбционным методом с использованием в качестве адсорбента портландцемента [3].

Исследовалась также аналогичная по составу модификация ЛС, полученная путем очистки СДБ от ВМФ с использованием в качестве осадителя хлористо-

Таблица 1

Фракция лигносульфонатов	Дозировка добавки, % массы цемента	Осадка конуса, см	Воздухоовлечение, %	Прочность бетона, МПа / %, от прочности бетона без добавки		
				после ТВО		в нормальных условиях через 28 сут
				4 ч	28 сут	
Без добавки	0	2	1,6	27,0	38,5	40,0
				100	100	100
Высокомолекулярная	0,6	18	1,6	6,6	30,1	37,0
				24	78	92
С промежуточными значениями	0,6	20	1,2	12,6	35,0	40,5
				46	91	101
Низкомолекулярная	0,6	16	5,6	13,1	22,3	36,2
				48	58	90

Примечание. Смеси на портландцементе завода «Гигант».

го кальция. Свойства этой добавки по сравнению с другими даны в табл. 2.

Из приведенных в таблице данных следует, что ЛС, очищенный от ВМФ, эффективнее СДБ, у него высокий пластифицирующий эффект при небольшом (15%) отставании в наборе прочности бетона. Для СДБ это отставание составило 61%.

Ослабление стабилизирующего действия путем очистки ЛС от ВМФ является действенным методом повышения эффективности добавок. Вместе с тем очевидно, что возможности этого метода имеют определенные ограничения, связанные со способностью НМФ обуславливать избыточное воздухововлечение.

С учетом этого развивались методы уменьшения воздухововлекающей способности ЛС. Они основаны на введении в состав СДБ небольших количеств (1—3% массы сухого концентрата) модифицирующих агентов. Одним из них является состав на основе полиоксипропиленгликолевых эфиров *n*-бутилового спирта.* В результате предложен состав и метод приготовления добавки-пластификатора НИЛ-21. Свойства бетонных смесей и затвердевшего бетона с этой добавкой представлены в табл. 3.

Из представленных в табл. 3 данных видно, что добавка НИЛ-21 обеспечивает высокую пластификацию смеси при сохранении прочностных характеристик бетона, в том числе и после ТВО. По этим показателям она превосходит ЛС, модифицируемый путем очистки от ВМФ (см. табл. 2), и близка к суперпластификаторам. Совокупность исследований показала, что путем введения в технические ЛС агентов, регулирующих воздухововлечение, удается получить эффективные добавки, не прибегая при этом к воздействию на фракционный состав ЛС.

Особый интерес представляли исследования морозостойкости бетонов с добавкой НИЛ-21 в связи с особенностями

* А. с. № 1148841. Бетонная смесь. Р. К. Юсупов, В. З. Карпис, В. Л. Гольдштейн и др. Открытия, изобретения, 1985, № 13.

Таблица 2

Добавки	Дозировка добавки, % массы цемента	Осадка конуса, см	Воздухововлечение, %	Прочность бетона после ТВО в возрасте 4 ч, МПа/ % прочности бетона без добавок
Без добавки ЛС, очищенный от ВМФ	0	2	1,2	30,5/100
То же СДБ	0,4	15	2,7	26,0/85
С-3	0,5	20	4,5	22,3/73
	0,5	17	4,5	12,0/39
	0,5	18	0,5	30,0/98

ми ее влияния на воздухововлечение в бетон. Они показали, что морозостойкость пластифицированного бетона при неизменном водоцементном отношении совпадает с морозостойкостью бетона без добавки. Бетоны равноподвижных составов с уменьшенным водоцементным отношением имеют морозостойкость на 2—4 марки выше.

Применение добавки НИЛ-21 в комплексе с ускорителем твердения — сульфатом натрия организовано на комбинате железобетонных конструкций № 2 Главмоспромстройматериалов [4]. Ускоритель твердения вводится с целью гарантированного получения проектных показателей прочности бетона после кратковременных (7 ч) режимов ТВО. Дозировки, % массы цемента: НИЛ-21—0,4...0,6, СН — 1,0...1,5. Специальные исследования показали, что применение данной комплексной добавки не сопровождается образованием высолов на поверхности бетона.

Использование добавки позволило внедрить на комбинате принципиально новую технологию изготовления плитных изделий с использованием высокоподвижных смесей (О. К. 14...18 см). Другое направление применения добавки — экономия цемента, составившая в период освоения 8...10%, с перспективой ее увеличения до 10...12%. В течение 1983—

1984 гг. на комбинате с применением добавки было выпущено около 75 тыс. м³ сборного железобетона.

Выводы

Исследованы пластифицирующие свойства технических и модифицированных лигносульфонатов. Рассмотрены два вида модифицированных лигносульфонатов: с ослабленным стабилизирующим действием и с пониженной воздухововлекающей способностью. Показано, что в отличие от технических модифицированных лигносульфонатов характеризуются высоким пластифицирующим действием при обеспечении проектных показателей прочности бетона. На основе лигносульфонатов с пониженной воздухововлекающей способностью разработана добавка НИЛ-21 со свойствами высокоэффективных пластификаторов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Повышение качества и эффективности изготовления бетонных и железобетонных конструкций за счет применения химических добавок. Тезисы докладов Всесоюзной конференции. Вильнюс, 1981.
2. Баженов Ю. М., Покровская Е. Н., Рожкова К. Н., Никифорова Т. П., Чумаков Ю. М. Влияние молекулярных масс СДБ на свойства бетона. — Бетон и железобетон, 1980, № 6.
3. Черкинский Ю. С., Юсупов Р. К., Князькова И. С., Карпис В. З. Пластификатор НИЛ-20. — Бетон и железобетон, 1980, № 8.
4. Иванов В. И., Ковалева Н. Я., Юсупов Р. К., Карпис В. З. и др. Технология приготовления и применения добавки НИЛ-21. Реф. сб. «Промышленность строительных материалов». М., вып. 6, 1984.

На ВДНХ СССР

Унифицированный набор для сверления бетона

В 1984 г. на объектах Минстроя ЛатССР впервые использовали унифицированный набор УНСБ-2, представляющий собой отдельные узлы, из которых на месте производства работ собирают станок определенного вида для сверления бетона в зависимости от конкретных условий.

Он включает в себя следующие узлы: привод ПМГВ-2,2, сверильную и поворотную головки, шасси с дюбель- и вакуум-плитами, две распорки, четыре направляющие (две — длиной 1200 мм и две — длиной 680 мм), ключ-рукоятку, гибкий вал, переходники для крепления сверл к шпинделю сверильной головки и вакуум-агрегат с подсоединительными шлангами.

Набор предназначен для сверления в бетоне и железобетоне алмазными сверлами отверстий диаметром 50—160 мм на глубину 320 мм.

Преимущества применения унифицированного набора для сверления бетона по сравнению с отбойным молотком очевидны. Экономический эффект составил 13400 р., сметная стоимость набора (оптовая цена) — 3800 р. Трудозатраты в строительном производстве — 0,12 чел.ч. Масса набора — 120 кг.

Рабочие чертежи разработаны трестом Оргтехстрой Минстроя ЛатССР (226218, Рига, ГСП, ул. Ганибу Дамбис, 17а).

Таблица 3

Добавки	Дозировка добавки, % массы цемента*	Марка цемента, завод-изготовитель	Осадка конуса, см	Воздухововлечение, %	Прочность бетона, МПа/% прочности бетона без добавки		
					ТВО		
					4 ч	28 сут	28 сут
Без добавки	0/0	ПЦ марки 500 з-да «Гигант»	3	1,5	31,7 100	42,7 100	41,5 100
СДБ	0,6/0	То же	18	5,2	17,7 56	24,0 56	31,0 75
НИЛ-21	0,6/0	То же	17	1,4	32,9 104	43,0 101	44,0 106
Без добавки	0/0	ПЦ марки 500 Белгородского з-да	3	2,2	26,5 100	34,0 100	42,0 100
СДБ	0,4/0	То же	18	9,6	5,0/19	—	32,0 76
СДБ+сульфат натрия (СН)	0,4/1,5	То же	18	8,3	16,5/63	—	—
НИЛ-21+СН	0,4/1,5	То же	20	1,5	33,2/126	41,5 122	47,0 112

* Перед чертой — пластификатор; после черты — ускоритель твердения

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

Резервы снижения теплотребления на предприятиях сборного железобетона

Предприятия по производству сборного железобетона в настоящее время ведут активный поиск резервов снижения теплотребления. Одним из резервов является применение предварительного разогрева бетонной смеси. Однако при внедрении институт Южгипронисельстрой ряд объективных трудностей не позволил выявить и в полной мере использовать преимущества предварительного разогрева и заметно снизить общее теплотребление.

Так, было установлено, что для предварительного разогрева керамзитобетонной смеси требуется 0,02—0,03 Гкал/м³, для дальнейшей тепловой обработки изделия 0,08—0,04 Гкал/м³, а общий удельный расход тепловой энергии составляет 0,06—0,11 Гкал/м³ изделия. По нормам [1] удельный расход энергии на тепловую обработку керамзитобетонных изделий по традиционной технологии составляет 0,1—0,15 Гкал/м³. Фактически предприятия на обработку керамзитобетонных изделий списывают 0,35—0,5 Гкал/м³, из них 70—75% — собственно на тепловую обработку. Однако такое количество тепловой энергии не может быть усвоено в типовых ямных и щелевых камерах. В противном случае согласно уравнению теплового баланса, излишек энергии повысил бы избыточное давление пара в камере, а это вызвало бы интенсивное парение в помещении цеха.

Для выяснения причин резкого расхождения значений потребляемого технологическим участком и списываемого количества тепловой энергии были обследованы некоторые предприятия Минсельстроя СССР. В результате составлен усредненный тепловой баланс из статей расхода тепла по всем участкам технологической цепочки предприятия (табл. 1). При анализе данных составленного баланса необходимо отметить следующие моменты.

В балансе указаны усредненные значения. В действительности на каждом предприятии имеется своя определяющая статья непроизводительных затрат тепловой энергии, величина которой в 2—3 раза больше усредненной, указанной в балансе. Например, для предприятий, где котельная и технологический участок расположены на большом расстоянии друг от друга, определяющей являются транспортные потери. Для предприятий с котельной, оснащенной устаревшим оборудованием, определяющей статьёй являются потери топлива и тепловой энергии в котельной.

Необходимо также различать агрегатную и общезаводскую удельную нор-

му расхода тепловой энергии. Оставшиеся статьи, совместно с агрегатной удельной нормой, определяют величину общезаводской удельной нормы. Норма равна 0,45 Гкал/м³ изделия, что соответствует среднестатистическим отчетным данным предприятий стройиндустрии.

Различный физический смысл данных норм является причиной резкой разницы их значений и требует дифференцированного учета.

Эффективность применения новых технологических приемов по снижению теплотребления — например, предварительного разогрева бетонной смеси — определяется снижением потребления тепловой энергии по пп. 7 и 8 теплового баланса. В данном случае уменьшение их значений происходит пропорционально сокращению продолжительности активной тепловой обработки изделий, заформованных из разогретых смесей.

Эффективность использования любой технологической новинки по снижению энергозатрат тепловой установки (например, блока автоматического регулирования) также определяется сокращением этих же пунктов теплового баланса и в пределе, при их ликвидации (метод термоса), составляет в среднем 0,0765 Гкал/м³.

Внедрение прогрессивных решений на технологическом участке снижает агрегатную удельную норму расхода тепловой энергии. А так как эта норма в 2—3 раза меньше общезаводской, то и эффективность внедрений по отношению к общезаводской норме снижается в 2—3 раза. Поэтому заметного снижения общего теплотребления при внедрении предварительного разогрева бетонной смеси и не происходило.

Основные резервы снижения теплотребления на предприятиях стройиндустрии находятся на участках учета поступления и выработки энергии, а также при транспортировке пара.

Статьи затрат приведенного баланса по пп. 3, 4 и 6—8 обсуждались в печати, пути их снижения известны. Расходы энергии по пп. 1, 2 и 5 требуют более детального рассмотрения.

При поступлении топлива, например, природного газа, в топку парового котла учет его количества производят пересчетом показания расходомера на нормальные физические условия. Для этого необходимо фиксировать температуру и давление газа. Недостаточная техническая оснащенность и малочисленность энергетических служб предприятий стройиндустрии позволяет городским газовым службам преднамеренно завышать переводной коэффициент до 7% количества израсходованного топлива. Завышение производится за счет фиксации этими службами максимального давления потребляемого газа и наименьшего значения его температуры за месяц. Для ликвидации этой ошибки учета необходимо оборудовать газораспределительные пункты всеми необходимыми приборами, фиксировать по ним параметры газа и на основании полученных средневзвешенных месячных данных требовать от служб горгаза пересчета израсходованного его количества на нормальные физические условия. При использовании каменного угля занижается его теплотворная способность за счет его перемешивания, увеличения зольности и засорения.

Таблица 1

Участки теплового хозяйства, статьи расхода энергии	Расход энергии по статьям, % (Гкал/м ³)	Потребление энергии участком, % (Гкал/м ³)
<i>Участок учета топлива, поступившего в топку парового котла</i>		
1. Завышение поставщиком поставленного предприятию количества топлива против действительного значения	7/0,0315	
2. Увеличение предприятия сортности и количества израсходованного условного топлива против действительного значения	9/0,0405	16/0,0720
<i>Участок выработки и транспортировки пара</i>		
3. Потери энергии в котельной из-за неисправностей оборудования и нарушений технологического режима	12/0,054	
4. Проектные потери тепла при транспортировке пара	5/0,0225	
5. То же, при неэкономичном режиме работы паропровода	16/0,072	33/0,1485
<i>Участок непроизводительных потерь пара</i>		
6. Потери тепла: при дросселировании пара из-за нарушений технологического режима и неисправностей оборудования	3/0,0135	
<i>Участок потребления пара тепловым агрегатом</i>		
7. Расход тепла на нагрев: бетонной смеси металлооснастки ограждающих конструкций	18/0,0810	21/0,0915
8. Потери тепла: в окружающую среду с конденсатом и пролетным паром	3/0,0135	
	6/0,0270	30/0,135
Итого:		100/0,450

му расхода тепловой энергии. К статьям затрат, которыми определяется агрегатная норма расхода, относятся пп. 7—8 таблицы. В сумме они составляют 0,135 Гкал/м³, что вполне согласуется с нормативными данными [1]. При неисправностях оборудования и нарушениях технологического режима норма определяется пп. 6—8. Эти статьи в сумме дают

Согласно нормативной инструкции по составлению отчета по форме 11-СН переводной коэффициент для газообразного топлива на условное рекомендуется брать равным 1,17. В действительности для Краснодара зимой этот коэффициент понижается до 1,05, а летом повышается до 1,22. Фактическое потребление топлива в зимнее время года в 2—3 раза больше, чем в летнее. Поэтому, следуя рекомендациям инструкции, при составлении отчета искусственно завышается количество условного топлива, поступившего в топку парового котла. Среднегодовое завышение количества израсходованного условного топлива доходит до 9% (см. п. 2 таблицы).

По п. 5 потери тепла происходят из-за того, что диаметры паропроводов рассчитывают на пик тепловой нагрузки, поэтому в экономичном режиме они работают только на стадии разогрева тепловых установок, т. е. не более 15% времени. В промежутках между пиковыми нагрузками скорость транспортировки пара падает, время его нахождения в пути увеличивается, следовательно, растут потери тепла в окружающую среду. Они также возрастают при отсутствии теплоизоляции, ее нарушении или увлажнении, при снижении параметров транспортируемого пара, так как это также увеличивает площади теплоотдачи паропроводов в окружающую среду. Дополнительно возрастают потери и в самих тепловых установках, так как из-за большей влажности пара приходится увеличивать продолжительность обработки изделий. Величина потерь тепла зависит от протяженности паропровода, климатических условий и в среднем составляет 18%.

Для ликвидации транспортных потерь можно рекомендовать прокладку паропровода двумя трубами разного диаметра. Сокращение потерь обеспечивается в этом случае за счет постоянной эксплуатации паропроводов в экономичном режиме. При этом возможны три экономически выгодных режима: работает только первый паропровод, работают только второй или работают оба.

Экономически выгодные режимы работы паропроводов, которые вполне удовлетворяют требованиям большинства предприятий отрасли, представлены в табл. 2.

Рассмотренные потери тепла являются скрытыми, поскольку отсутствует четкий контроль за количеством выработанного в котельной пара и долей его потребления технологическим участком предприятия. В действительности коли-

Т а б л и ц а 2

Давление пара в паропроводе (избыточное), МПа	Оптимальный расход пара, т/ч, в трубопроводах диаметром, мм		Минимальный контролируемый расход пара, т/ч, в трубопроводе диаметром, мм	
	100	150	100	200
0,2	—	—	—	2,0
0,4	2,1	4,8	0,63	2,7
0,6	3,1	7,0	0,93	3,9
0,8	4,0	9,0	1,2	5,1

чество выработанного котельной пара определяется на предприятиях расчетным путем, исходя из паспортного значения к п. д. котлоагрегата и потребленного количества условного топлива. Естественно, что при такой методике потери энергии скрываются и легко списываются на технологический участок.

На предприятии, потребляющем пар сторонней организации, также имеют место скрытые потери. Физический смысл ошибки контроля потребляемого пара заключается в том, что минимальный возможный его расход, контролируемый парометром, равен 30% предела его шкалы [2]. Если же расход меньше 30%, погрешность парометра резко возрастает, что увеличивает показания прибора. Другой причиной завышения количества пара против действительного значения является его поступление с меньшим давлением и температурой по сравнению с расчетным значением. В этом случае показания расходомера необходимо изменить на переводной коэффициент, однако на предприятиях это не делается.

Для ликвидации потерь тепла необходимо в первую очередь наладить четкий учет потребления топлива и пара. Схема контроля за расходом пара с учетом требований [2] представлена на рисунке, а минимальный контролируемый расход пара — в табл. 2. На рисунке показана параллельная установка двух парометров на паропроводах диаметром 100 и 150 мм. В этом случае паропотребитель может поступать по одному или по обоим парометрам. В результате минимальный контролируемый расход его будет составлять 30% расхода по паропроводу диаметром 100 мм.

Необходимо отметить, что в связи с наличием на предприятиях стройиндустрии резко выраженных пиковых нагрузок, представленная схема контроля за расходом пара должна быть для них строго обязательной.

Выводы

Внедрение прогрессивных технических решений и оптимальных режимов тепловой обработки изделий на технологических линиях не может существенно уменьшить общезаводское теплотребление.

Для существенного снижения общезаводской удельной нормы расхода тепловой энергии необходим комплексный подход к вопросам ее экономии путем применения контроля за величиной расхода топлива и пара дифференцированно по участкам, экономического стимулирования обслуживающего персонала на всех этапах производства и потребления энергии.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Временные нормы СН 513-79 для расчета расхода тепловой энергии при тепловлажной обработке сборных бетонных и железобетонных изделий в заводских условиях. Госстрой СССР. — М.: Стройиздат, 1980.
2. Инструкция по учету отпуска тепла электростанциями и предприятиями тепловых сетей. Министерство энергетики и электрификации СССР. — М.: Энергия, 1976.

Установка

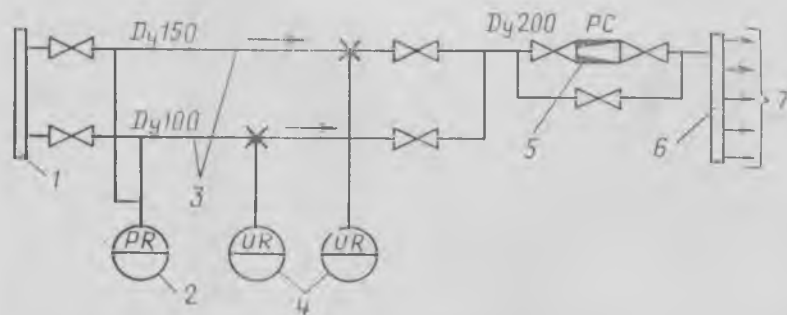
для изготовления перфорированных железобетонных плит

На ВДНХ СССР в павильоне «Строительство» представлена установка, позволяющая впервые в отечественной практике строительства в заводских условиях формировать крупногабаритные ребристые железобетонные плиты с частыми сквозными отверстиями в полке. Длина плит 6 м, ширина 1,5—2 м, масса до 8 т. Съёмные конструкции пуансонов позволяют расширить номенклатуру типоразмеров изготавливаемых изделий за счет габаритов отверстий и системы их расположения, а также за счет толщины полки.

В установку с закрытыми бортами устанавливаются арматурный каркас, вкладыш для устройства ребер и два блока пуансонов, затем подают бетонную смесь, которая уплотняется вибраторами, прикрепленными к рамам пуансонов и бортам установки. После формирования изделий пуансоны домкратами извлекают из полки плиты и снимают краном. Применение паровой рубашки ускоряет начало схватывания бетона и соответственно выемку пуансонов. Поддон с бортами и отформованной плитой снимают с фиксирующей рамы и помещают в пропарочную камеру.

Использование установки для изготовления крупноразмерных перфорированных плит вместо мелких позволит сократить расход материалов на 25%, снизить трудозатраты при изготовлении и монтаже в 1,5 раза и получить экономический эффект 55 тыс. р. в год, изготовить изделия с высокой геометрической точностью и высококачественной лицевой поверхностью.

Комплект рабочих чертежей установки для изготовления плит ПП-2, серии 0-278 разработан Уральским ПромстройНИИпроект и Свердловским филиалом института Индустрийпроект.



Двухтрубная схема контроля и транспортировки пара

1 — паровой коллектор котельной; 2 — датчик давления; 3 — магистральные трубопроводы; 4 — парометры; 5 — редукционный узел потребителя; 6 — паровой коллектор потребителя; 7 — система теплотребления

Длина зоны передачи напряжения высокопрочной арматурной проволоки нового периодического профиля

Известно, что при использовании в качестве напрягаемой арматуры высокопрочной проволоки класса Вр-II с профилем по ГОСТ 7348—81 (условно обозначим Г) длина зоны передачи напряжения $l_{п.н}$ в некоторых случаях обеспечивается повышением передаточной прочности бетона R_0 , что, в свою очередь, ведет к перерасходу цемента или к уменьшению оборачиваемости парка форм. С другой стороны, $l_{п.н}$ во многом зависит от анкерующей способности периодического профиля арматуры.

В целях повышения анкерующей способности высокопрочной арматурной проволоки НИИЖБом совместно с Магнитогорским горно-металлургическим институтом и Всесоюзным научно-исследовательским институтом метизной промышленности был разработан новый эффективный вид периодического профиля (условно обозначим Н)*, представленный на рис. 1.

Длину зоны передачи напряжения для проволоки с профилем Н изучали в НИИЖБе. Цель работы заключалась в получении опытных значений $l_{п.н}$ и разработке на их основе рекомендаций по определению расчетной величины $l_{п.н}$ при использовании напрягаемой арматурной проволоки с профилем Н в строительной практике. Для сравнения определяли экспериментальные значения $l_{п.н}$ для проволоки класса Вр-II с профилем Г.

Для экспериментов использовали призмы из тяжелого бетона нормального твердения длиной 2 м, армированные по центру сечения одной проволокой диаметром 5 мм с профилем Г или Н. Предварительно проволоку натягивали механическим способом до $\sigma_0 \approx 1300$ МПа. В испытаниях использовали опытную партию проволоки с профилем Н, изготовленную на Белорецком металлургическом комбинате. Механические свойства проволоки с обоими профилями соответствовали требованиям ГОСТ 7348—81 [1].

Переменными параметрами в опытах являлись передаточная прочность бетона призм (20 и 30 МПа), размеры сечений (60×60 и 90×90 мм), вид периодического профиля проволоки (Г и Н). Для каждого сочетания исходных параметров изготовили по 2—3 призмы-близнеца. Всего испытали 22 призмы. Оба конца призмы рассматривали как независимые образцы.

* А. с. № 1028812. Арматурная проволока периодического профиля, Б. А. Никифоров, Вен. А. Харитонов, Вик. А. Харитонов и др. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1983, № 26.

Отпуск натяжения проволок после набора бетоном требуемой прочности осуществляли в 4—5 этапов по 20—25% начального усилия натяжения. При этом на каждом этапе фиксировали втягивание проволоки в бетон и продольные деформации бетона призм, для чего использовали индикаторы часового типа с ценой деления 0,01 мм, попарно закрепленные на выступающих из призм концах проволок, и тензодатчики, наклеенные на боковых противоположных гранях призм вдоль оси.

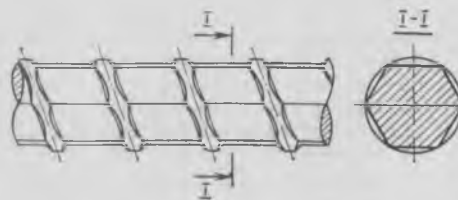


Рис. 1. Новый вид периодического профиля для высокопрочной арматурной проволоки

Опытные значения $l_{п.н}^{оп}$ определяли по графикам распределения деформаций бетона по длине призм, принимая за $l_{п.н}^{оп}$ длину участка от торца призмы до сечения, где деформации укорочения бетона достигали $\approx 0,97$ максимальной деформации в средней части призмы на данном этапе.

В практике производства преднапряженного железобетона весьма распространен контроль $l_{п.н}$ по втягиванию арматуры в бетон. Подобная методика отличается простотой и не требует при-

менения специального оборудования или приборов, кроме индикаторов перемещения. Расчет длины зоны передачи напряжения при этом осуществляется по известной формуле [2]

$$l_{п.н} = \beta g_0 \frac{E_n}{\sigma_0}, \quad (1)$$

где β — коэффициент полноты эпюры распределения напряжений в арматуре по длине $l_{п.н}$; g_0 — втягивание арматуры в бетон, см.

Опытные значения $\beta^{оп}$ определяли по полученным величинам $l_{п.н}^{оп}$ и g_0 . Для образцов, армированных проволокой с профилем Н, $\beta^{оп} = 2,3$ при среднеквадратическом отклонении $S = 0,38$, а для образцов с проволокой, имеющей профиль Г, $\beta^{оп} = 2,4$ при $S = 0,58$. Анализ приведенных данных свидетельствует о том, что для обеспечения необходимой надежности $l_{п.н}$, вычисляемых по формуле (1), целесообразно принимать для проволоки с профилями Г и Н $\beta = 3$.

Для расчета $l_{п.н}$ при конструировании преднапряженных конструкций используется известная формула СНиП II-21-75, которая основывается на расчетной модели [3]. В соответствии с этой моделью относительная длина зоны передачи напряжений ($\lambda_{п.н} = l_{п.н}/d$) определяется как сумма двух величин

$$\lambda_{п.н} = \lambda_1 + \lambda_2, \quad (2)$$

где λ_1 — переменная величина, характеризующая анкерующую способность арматуры и зависящая от величины передаваемого напряжения σ_0 и передаточной прочности бетона R_0 :

$$\lambda_1 = \frac{\sigma_0}{R_0} m_{п.н};$$

$m_{п.н}$ — коэффициент регрессии: $m_{п.н} = 1,8$ для высокопрочной арматурной проволоки с профилем Г по СНиП II-21-74; λ_2 — геометрическая характеристика образца (призмы), не зависящая от степени обжатия и прочности бетона; $\lambda_2 = c/d$, c — наименьший размер сечения образца; d — диаметр арматуры.

Анализ зависимостей $\lambda_1 = \sigma_0/R_0$, полученных в опытах, показывает, что для проволоки с профилем Г $m_{п.н} = 1,8$, т. е. совпадает с принятой в СНиП, а для проволоки с профилем Н $m_{п.н} = 1,45$ при величинах среднеквадратического отклонения $\lambda_1^{оп}$ соответственно 17,5 и 13,5.

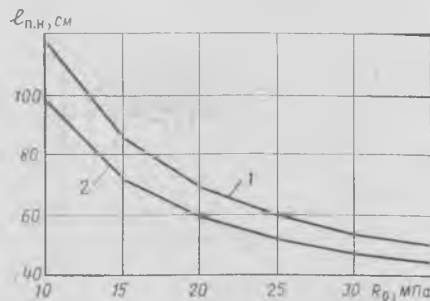


Рис. 2. Влияние передаточной прочности бетона R_0 на длину зоны передачи напряжения $l_{п.н}$ для высокопрочной арматурной проволоки с профилями Г (1) и Н (2) ($\sigma_0 = 1100$ МПа)

Формулы для определения $l_{п.н}$ на основе расчетной модели [3] при этом примет вид:

$$\left. \begin{aligned} l_{п.н} &= \left(1,45 \frac{\sigma_0}{R_0} + 40 \right) d \text{ (профиль Н)}; \\ l_{п.н} &= \left(1,8 \frac{\sigma_0}{R_0} + 40 \right) d \text{ (профиль Г)}. \end{aligned} \right\} (3)$$

На рис. 2 приведены графики зависимости $l_{п.н}$ от передаточной прочности бетона R_0 по формулам (3) для проволоки диаметром 5 мм при $\sigma_0=0,7$ нормируемого временного сопротивления

проволоки: $\sigma_0=0,7 \sigma_{пр}^H=1100$ МПа.

Анализ представленных на рис. 2 графиков показывает, что использование в преднапряженных конструкциях высокопрочной арматурной проволоки диаметром 5 мм с новым периодическим профилем вместо проволоки класса Вр-II по ГОСТ 7348—81 позволит при прочих равных условиях сократить длину зоны передачи напряжений $l_{п.н}$ или обеспечить требуемую величину $l_{п.н}$ при меньшей на одну ступень (5 МПа) передаточной прочности бетона конструкции. Это соответственно позволит обеспечить экономический эффект вследствие сни-

жения расхода цемента в железобетонных конструкциях или уменьшения сроков их изготовления.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Короткий А. С. Влияние шага профиля на механические свойства высокопрочной арматурной холоднокатаной проволоки. — В сб.: Совершенствование технологии и расчета железобетонных конструкций. — М.: НИИЖБ, 1984.
2. Михайлов К. В. Проволочная арматура для предварительно напряженного железобетона. — М.: Стройиздат, 1964.
3. Мулин Н. М. Стержневая арматура железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1974.

УДК 691.87-427:658.516

Я. И. ЦИРИК, Е. М. АЛЬШУЛЛЕР, инженеры (ЦНИИЭП жилища)

Унификация и типизация арматурных изделий монолитных ядер жесткости

В последние годы в отечественной и зарубежной практике все более широкое распространение получают многоэтажные здания, запроектированные на основе комбинированных систем.

В одной из комбинированных систем ядра жесткости, воспринимающие все горизонтальные нагрузки (их величина при большой высоте здания и интенсивном ветровом напоре весьма значительна), сочетаются с элементами сборной каркасной или каркасно-панельной обстройки, воспринимающей в основном вертикальные нагрузки. Исследования и проектная практика показывают, что наиболее целесообразно тогда возведение стен ядра жесткости из монолитного бетона в скользящей или переставной опалубке.

Анализ многочисленных проектных решений выявил, что при проектировании несущих конструкций монолитных ядер жесткости в их армировании отсутствует единообразие, нет унификации и типизации, что приводит в ряде случаев к неоправданному перерасходу стали и увеличению номенклатуры изделий.

ЦНИИЭП жилища совместно с управлением по проектированию образцово-перспективного жилого района (УПОПЖР) ГлавАПУ Мосгорисполкома разработал предложения по унификации арматурных изделий для упорядочения и ограничения их номенклатуры, улучшения использования оборудования цехов за счет сокращения потерь машинного времени на переналадку, облегчения комплектации, поставки и складирования арматуры на заводе-изготовителе и строительной площадке. Расчеты показали, что при проведении этих мероприятий себестоимость и трудоемкость изготовления арматуры снизятся.

При проектировании несущих конструкций ядер жесткости следует предусматривать применение арматурных изделий максимальной заводской готов-

ности. Так, при возведении стен ядра в скользящей опалубке наиболее простой является система армирования плоскими двухветвевыми каркасами, устанавливаемыми перпендикулярно оси стены с перерывами в проемах. По высоте стены каркасы соединяются отдельными горизонтальными стержнями (рис. 1).

В зависимости от расстояния домкратных стержней (по ним движутся гидравлические или электрические домкраты) с помощью горизонтальных стержней и хомутов можно объединить такие плоские каркасы в пространственные.

При возведении стен ядра жесткости в переставной опалубке следует приме-

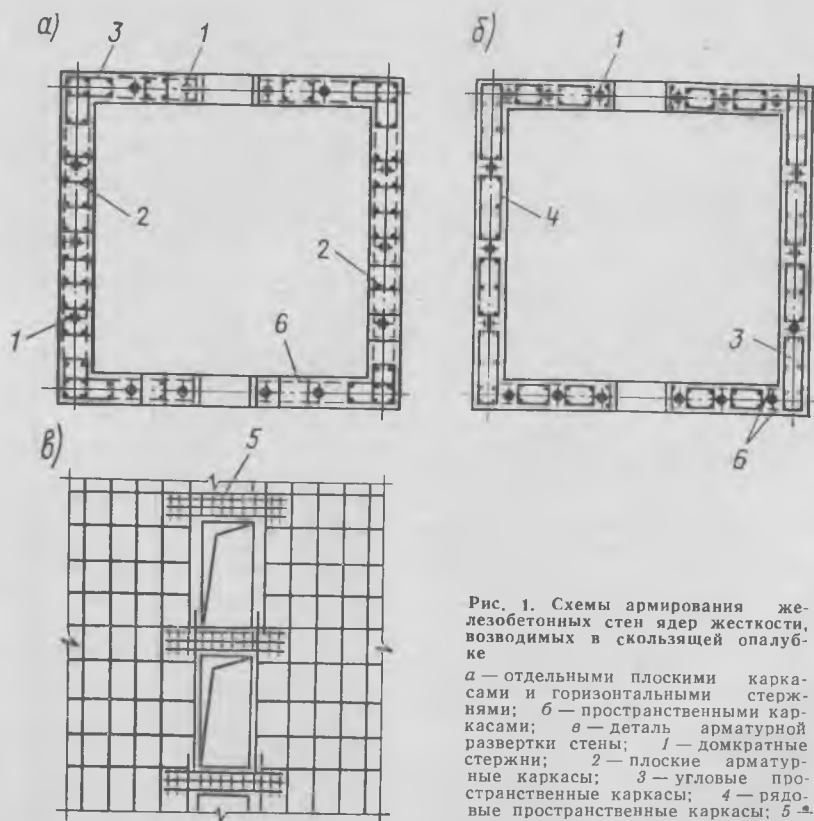


Рис. 1. Схемы армирования железобетонных стен ядер жесткости, возводимых в скользящей опалубке

а — отдельными плоскими каркасами и горизонтальными стержнями; б — пространственными каркасами; в — деталь арматурной развязки стены; 1 — домкратные стержни; 2 — плоские арматурные каркасы; 3 — угловые пространственные каркасы; 4 — рядовые пространственные каркасы; 5 — пространственные каркасы перемычек; 6 — горизонтальные стержни

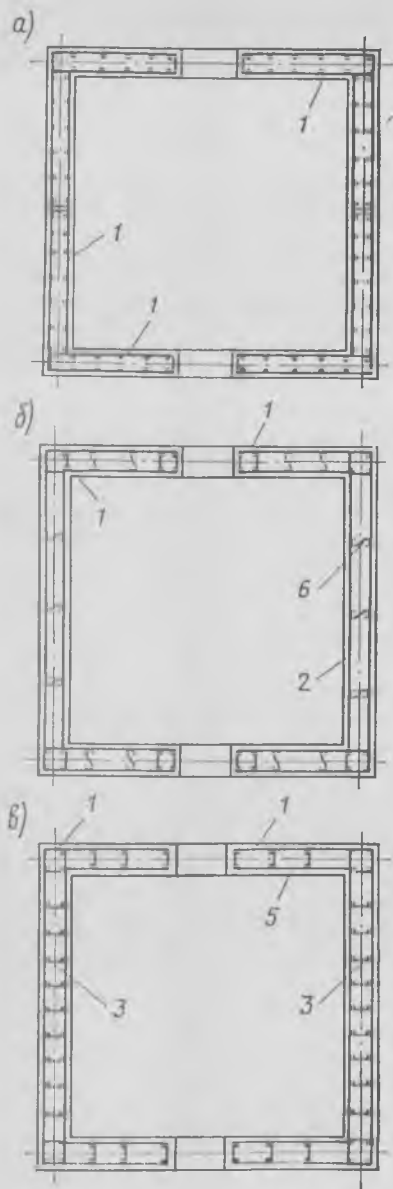


Рис. 2. Схемы армирования железобетонных ядер жесткости, возводимых в крупнощитовой и блочной опалубке

а — крупноразмерными пространственными каркасами; б — сетками; в — плоскими каркасами; 1 — крупноразмерный каркас; 2 — сетка; 3 — плоские каркасы; 4 — соединительные стержни; 5 — шпильки

нять максимально укрупненные пространственные арматурные каркасы — так называемые армоблоки. Их можно собирать из плоских сеток. Вне зависимости от способа возведения стен в местах их пересечения и у дверных проемов устанавливают пространственные каркасы (рис. 2).

Таким образом, для армирования конструкций монолитных ядер жесткости могут применяться пространственные и плоские каркасы, сетки, отдельные стержни, специальные изделия.

Пространственные каркасы могут выполняться с применением гнутых сеток, а также объединением плоских сеток посредством отдельных стержней, при-

вариваемых к продольным стержням сеток контактной сваркой с помощью сварочных клещей (если продольных стержней более четырех) и соединением плоских сеток с помощью скоб или шпилек.

При унификации арматурных изделий должны учитываться: нормативные требования; параметры армируемых элементов; возможности парка электросварочных машин; трудоемкость сборки изделия в заводских и построечных условиях и его транспортирования. Например, исходя из требований строительных норм расстояние между продольными стержнями рабочей арматуры должно быть не более 400 мм, а между поперечными стержнями — не более 500 мм (п. 5.22).

Параметры армируемых элементов также целесообразно унифицировать. Исходя из принятой планировочной модульной сетки 600×600 мм и кратности толщин стен 100 мм, по рекомендациям УПОЖР и ЦНИИЭП жилища, стены возводимых в Москве ядер жесткости унифицированы следующим образом. Для зданий с каркасно-панельной обстройкой — 300, 400, 600, 900 мм, для зданий с панельной обстройкой — 200, 300, 400, 600 мм.

Унификацию арматурных изделий целесообразно осуществлять для смежного ряда стен, отличающихся по толщине сечений не более чем на ±20 мм. Например, для стен толщиной 160, 180 мм

может быть принят унифицированный плоский двухветвевой каркас шириной 120 мм с диаметром стержней 6...12 мм. Для стен толщиной 200, 220 мм каркас может быть шириной 160 мм и т. д.

Осуществляя унификацию арматурных изделий, необходимо учитывать парк оборудования, используемый в конкретном районе строительства.

В частности, для условий Москвы сетки с продольными стержнями диаметром до 12 мм следует изготавливать на сварочных машинах МТМ-88, а диаметром 14—40 мм — на машине МТМ-103.

Разработанные ЦНИИЭП жилища «Рекомендации по технико-экономической оценке конструкций монолитных, полнотелых зданий различной этажности» (М., 1983), нормативы ЕНиР (сб. № 38) позволили выполнить расчеты трудоемкости изготовления арматурных изделий применительно к монтажу арматурных каркасов при возведении 16-этажных монолитных жилых зданий.

В табл. 1 приведены сводные данные о трудоемкости изготовления и установки арматурных каркасов разной степени заводской готовности для конструкций монолитных стен. Расчеты свидетельствуют о преимуществах применения при строительстве монолитных зданий арматурных каркасов полной заводской готовности. Среди собираемых на строительной площадке наиболее экономичными являются пространственные каркасы на основе арматурных сеток, изготовленных в заводских условиях на многоточечных машинах.

Арматурные изделия монолитных ядер жесткости следует унифицировать по геометрическим размерам — длине, ширине (полные размеры и в осях крайних продольных и поперечных осей), а также по расстоянию между стержнями. Параметры унифицированных арматурных сеток приведены в табл. 2.

Как следует из табл. 2, значения расстояний между стержнями — шаги продольной и поперечной арматуры — не исчерпываются принятым стандартом, кратным 200 мм.

Это объясняется тем, что во многих случаях кратность 200 мм не является оптимальной, особенно при конструктивной арматуре. Необходимо решить вопрос применения электросварочного оборудования, способного изготавливать арматурные изделия с другой кратностью шагов арматурных стержней. Примером такого подхода является опыт западно-германской фирмы «Зальциттер», изготавлиющей сортамент сеток с шагом между стержнями, кратным 25 мм.

Осуществление рассмотренных предложений, кроме решения указанных в начале статьи задач, позволит осуществить оптимизацию, результатом которой может стать каталог типовых арматурных изделий для применения в конкретном регионе. В качестве первичных объектов типизации могут быть приняты простые двухветвевые каркасы, собираемые в пространственные каркасы различной крупности.

Поскольку типизация представляет собой научно обоснованное установление оптимальных параметров и характеристик, можно ожидать, что эта мера приведет к применению ядер жесткости наиболее экономичных конструкций и позволит снизить расход арматурной стали примерно на 5—6%.

Таблица 1

Вариант армирования	Конструктивное решение каркаса	Трудоемкость, чел.-ч	
		завод	строй-площадка
I	Пространственные из сеток и стержней полной заводской готовности	4,22 33,23	1,02 8,03
II	То же, из плоских каркасов и стержней полной заводской готовности	4,18 33,31	1,02 8,12
III	Пространственные из сеток и стержней, собираемые при установке в опалубку	3,13 24,66	3,18 25,06
IV	Пространственные из плоских сеток	3,81 30,36	5,30 42,23

Примечание. Над чертой — на каркас, под чертой — на 1 т каркаса.

Таблица 2

Параметры сеток	Стены	Перекрытия
Диаметр продольной арматуры, мм	10, 12, 16, 20, 25	4, 5, 8, 12
Диаметр поперечной арматуры, мм	6, 8, 12	4, 5, 8, 12
Шаг продольной арматуры, диаметр 6—12 мм, мм	150, 200, 300, 500	100, 200
Шаг поперечной арматуры, мм	400	100, 200
Шаг продольной арматуры, диаметр 14—40 мм	150, 200, 300, 500	—
Шаг поперечной арматуры, диаметр 14—40 мм	400	400
Длина сеток с арматурой, диаметр 6—12 мм	12 000	120 000
Ширина сеток с арматурой, диаметр 6—12 мм	3800	3050

УДК 693.554:65.011.56

О. В. ГУЛЯЕВ, Ю. А. СМИРНОВ, инженеры (КТБ Стройиндустрия)

Комплексная автоматизация арматурных работ при изготовлении многопустотных перекрытий

КТБ Стройиндустрия в 1977—1978 гг. совместно с НИИЖБ разработана и внедрена на Ивано-Франковском заводе ЖБИК линия ДМ-2, представляющая собой первое поколение промышленных роботов в строительстве.

Годовой экономический эффект от внедрения одной линии составляет 5,42 р. на 1 м³ плиты пустотного настила. Годовая экономия металла от внедрения линии в системе Минпромстроя СССР составит около 52 т.

Линия ДМ-2 защищена авторскими свидетельствами, а в 1979 г. награждена Дипломом и медалями ВДНХ СССР.

Автоматическая линия ДМ-2 осуществляет полный комплекс операций по отбору, мерной резке, высадке и нагреву с последующей укладкой в упоры поддона стержней из стали классов Ат-V и Ат-VI по ГОСТ 10884—81, А-V по ГОСТ 5781—75, А-IV по ГОСТ 5781—75, Ат-IVC и Ат-IVK по ГОСТ 10884—81 при изготовлении преднапряженных пустотных настилов на поточной линии.

Внедрение линии ДМ-2 позволяет без дополнительных капитальных затрат уменьшить производственные площади в 1,5—2 раза, сократить трудоемкость напряженного армирования в 1,5—3 раза и благодаря точному соответствию расстояния между высаженными головками стержня и упорами поддона и упрочнению стали термовытяжкой снизить расход арматурной стали на 10—15%, а также улучшить условия труда обслуживающего персонала.

На линии автоматически выполняются следующие операции: отбор стержней из пакета, подача поддона в зону укладки, измерение расстояния между опорными поверхностями каждой пары упоров на поддоне, резка стержней по заданному размеру, высадка головок, электронагрев стержня на всю длину при одновременном растяжении усилием не менее 4000 Н, укладка нагретых стержней в упоры поддона и перемещение последнего в зону формования.

Техническая характеристика линии ДМ-2

Производительность, стержней в час, не менее	60
Номинальный диаметр обрабатываемых стержней, мм	10, 12, 14
Число обслуживающего персонала	1
Габаритные размеры, мм:	
длина	11 460
ширина	9 900
высота (от нулевой отметки)	1 500
Масса, кг	9 000

В КТБ Стройиндустрия разработана конструкторская документация на линию ДМ-2М, представляющую собой модер-

низацию линии ДМ-2, в результате которой расширены области ее применения для различных технологических схем производства.

Линия ДМ-2М предназначена для отбора, мерной резки, высадки, нагрева и укладки арматурных стержней диаметром 10, 12 и 14 мм из стали классов Ат-V по ГОСТ 10884—81 в упоры форм при изготовлении многопустотных преднапряженных панелей перекрытий длиной 5680, 5980 и 6280 мм, шириной 1490, 1190 и 990 мм.

Конструктивно линия ДМ-2М представляет собой (см. рисунок) портал, устанавливаемый на рельсы над конвейером таким образом, чтобы направляющие портала, по которым перемещается питатель, были перпендикулярны осям упоров формы, установленной на конвейере. На питатель монтируют соосно каретки, трансформатор нагрева, силовой шкаф, гидростанцию и трансформаторы высадки. Питатель устанавливают на направляющие портала и закрепляют фиксаторами. После этого совмещают ось высадки линии с осью первой пары

упоров формы, перемещая линию по рельсам.

Работа линии начинается с настройки механизмов резки, высадки левой и правой кареток и питателя на заданный диаметр и длину стержня.

Находящаяся на конвейере форма устанавливается под линией нажатием конечного выключателя, установленного на крошштейне портала. Пакет стержней краном укладывают на верхнюю часть питателя. Для отбора стержня из пакета используют специальный механизм, состоящий из трех элементов: ползуна (крючок с защелкой), перемещающегося перпендикулярно пакету стержней; ролика, движущегося параллельно пакету, и прижима. При движении ползуна к пакету стержней один из них захватывается крючком и фиксируется защелкой от выпадания. По команде микропереключателя ползун со стержнем возвращается в исходное положение. Конеч стержня попадает в зону действия прижима. Срабатывает пневмоцилиндр, и конец стержня фиксируется. Затем ролик перемещается по направляющим пи-

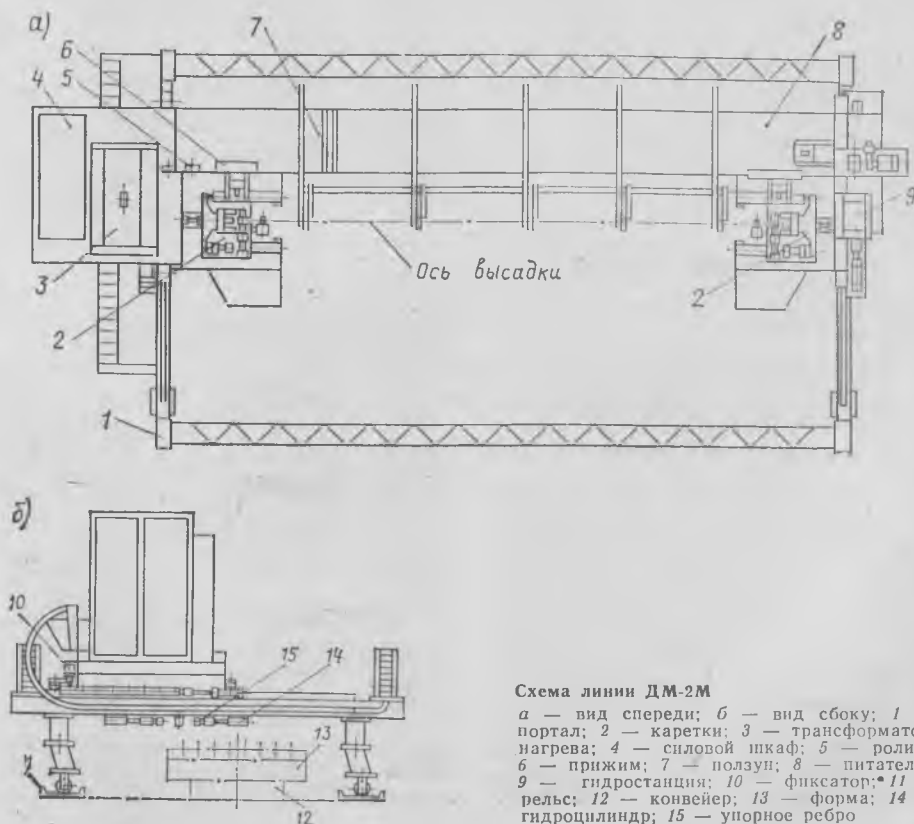


Схема линии ДМ-2М

а — вид спереди; б — вид сбоку; 1 — портал; 2 — каретки; 3 — трансформатор нагрева; 4 — силовой шкаф; 5 — ролик; 6 — прижим; 7 — ползун; 8 — питатель; 9 — гидростанция; 10 — фиксатор; 11 — рельс; 12 — конвейер; 13 — форма; 14 — гидроцилиндр; 15 — упорное ребро

тателя, стержень отбирается из пакета, попадает на рычаги и подается в зону резки. Одновременно начинается ориентация линии относительно упоров формы. При срабатывании гидроцилиндров выдвигаются одновременным поворотом на 90° валы с упорными ребрами и захватываются крайние пары упоров формы. Если ось упоров формы смещается на ± 50 мм относительно оси высадки линии, то при захвате их упорными ребрами происходит совмещение осей за счет эксцентриситета в опорах портала. После ориентирования линии и отбора стержней измеряют расстояние между опорными поверхностями каждой пары упоров формы. Из каждой каретки опускают с помощью пневмоцилиндров щупы, которые попадают в пространство между опорной поверхностью упора формы и защитным козырьком. Затем с помощью пневмоцилиндров начинается движение кареток до упирания щупов в упоры формы. После остановки кареток по сигналу от реле времени происходит мерная резка стержня. Отрезанный стержень подается рычагами в позицию для высадки, после чего концы его зажимают.

Анкерные головки высаживаются с обеих сторон стержня в формообразователях кареток в два этапа. На первом — высадочные электроды кареток при включенных трансформаторах поджимаются к торцам стержня и нагревают концы стержня с оплавлением торцов. На втором этапе при выключенном токе высаживаются головки. Далее производится контактный электронагрев стержня с подводом тока от трансформатора через те же контактные губки, что и при высадке головок, с одновременным растяжением стержня усилием не менее 4000 Н. При достижении расчетного удлинения по команде от конечного выключателя опускаются клещевые захваты. Не доходя до стержня 5—7 мм, срабатывают пневмоцилиндры и стержень зажимается. Одновременно от конечного выключателя идет команда на разведение контактных губок, поворот рычагов, поддерживающих стержень в положении высадки, и клещевые захваты опускают стержень в прорези упоров формы. После укладки стержня в первую пару упоров питатель перемещается до следующей пары упоров с помощью

штанг, движущихся по роликам. Дальнейшие операции соответствуют описанным выше. После армирования формы питатель возвращается в исходное положение, а под линию подается новая форма.

Основные технические данные линии ДМ-2М

Производительность стержней в час	120
Номинальный диаметр обрабатываемых стержней, мм	10, 12, 14
Длина стержней, укладываемых на питатель, мм	5800...6600
Температура нагрева стержня при высадке анкерных головок, °С	1000 $\pm$ 50
Температура нагрева стержня при натяжении, °С	400 $\pm$ 20
Число обслуживающего персонала	1
Габаритные размеры, мм:	
длина	10 450
ширина	6 000
высота	4 000
Масса, кг.	7 900

Изготовление экспериментального образца линии ДМ-2М предусмотрено на опытном производстве Гипростроммаша.

Более подробные сведения можно получить по адресу: 142700, г. Видное-2, Московской обл., ул. Вокзальная, 23, КТБ Стройиндустрия.

УДК 691.87-427:621.791.002.5

Ю. А. КУКАНОВ, В. Г. НАБЕЛЬ, инженеры (з-д «Электрик»); Л. А. ВОЛКОВ, инж. (Гипростроммаш); В. Г. ГЛОБУЧИК, инж. (Гатчинский сельский ДСК)

Многозлектродная машина МТМ-74 для сварки арматурных сеток

Ленинградским заводом «Электрик» с учетом технических требований Гипростроммаша разработана и изготовлена многозлектродная сварочная машина МТМ-74 для сварки арматурных сеток железобетонных изделий.

Машина была отлажена и проверена в эксплуатации на Гатчинском СДСК. Все части сварочной машины (рис. 1, 2) расположены на корпусе, кроме двух электрошкафов, установленных на фундаменте отдельно.

На корпусе базируются подвижная балка с закрепленными на ней подпружиненными верхними электродами, сварочные трансформаторы, неподвижная балка с нижними электродами, медные шины и колодки токопроводов, механизм подачи поперечной арматуры, приемное устройство поперечной арматуры и ножницы с пневмоцилиндром для резки, крючки для фиксации отрезанных поперечных стержней под электродами; каретка с цанговыми зажимами подачи продольной арматуры; поперечная балка с неподвижными цанговыми зажимами; пневмоцилиндр и механизм перемещения балки с верхними электродами; пневмооборудование; система охлаждения и электрооборудование. Электроды имеют кубическую форму. Благодаря их ширине можно смещать продольную

Техническая характеристика машины МТМ-74

Наибольшая ширина свариваемой сетки, мм	2400
Диаметры стержней, мм	
продольных	3...8
поперечных	3...6
Расстояние между стержнями, мм	
продольными	кратно 50
поперечными	100...400
Номинальное усилие сжатия электродов, Н	2500
Сила сварочного тока, А	до 8000
Ход верхних электродов, мм	40
Число сварочных трансформаторов	12
Потребляемая мощность при сварке 24 пересечений стержней диаметром 6+8 мм, кВт	
в одну очередь	до 550
в две очереди	до 225
Мощность электродвигателя, кВт	4,0
Техническая производительность при сварке стержней диаметром 6+8 мм и шаге между поперечными стержнями 300 мм, цикл/мин	30
Габаритные размеры, мм	
машины	2480×4560×1600
электрошкафов	945×600×1650 и 800×400×1650
Масса, кг	
машины	5000
электрошкафов	160 и 235

арматуру относительно середины электродов и получать сетку с шириной, не кратной 50 мм.

Машина рассчитана на работу с подачей поперечной и продольной арматуры с мотков. Для использования в составе оборудования автоматизированной линии по изготовлению арматурных сеток в машине предусмотрена соответствующая блокировочная аппаратура и аппаратура подачи команд на автоматическое включение в работу оборудования линии (ножницы для поперечной резки сеток, пакетировщика).

Для подачи поперечной арматуры служит механизм, состоящий из двух роликов, приводимых во вращение электродвигателем. Ролики соединены зубчатой передачей, нижний поджимает подаваемую арматуру к верхнему ролику пневмоцилиндром. Правка подаваемой поперечной арматуры осуществляется в двух взаимно перпендикулярных плоскостях при помощи роликового устройства.

Система охлаждения машины выполнена со свободным сливом воды. На первой медной шине установлен термодатчик, который в случае перегрева шины выключает машину. Перед работой продольная арматура с требуемым шагом пропускается через цанговые зажимы каретки и неподвижной поперечной балки. Поперечная арматура пропускается между правильными ро-

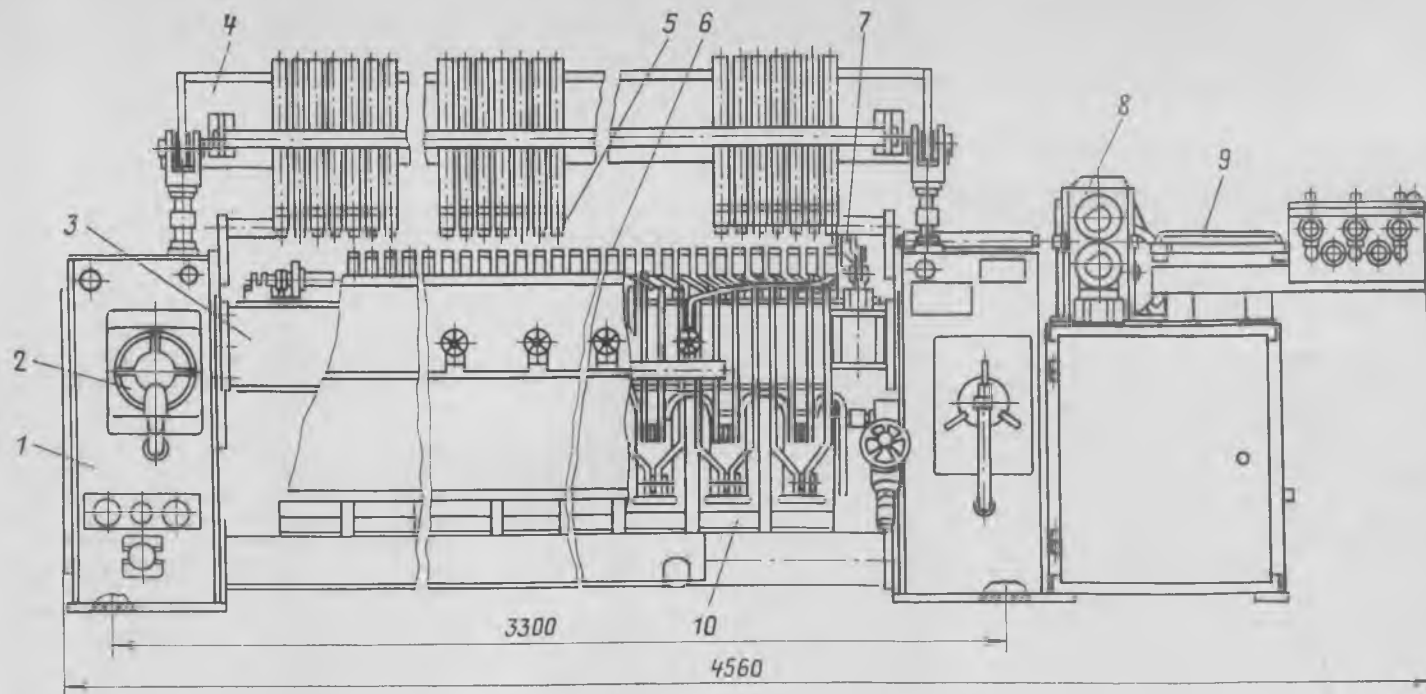


Рис. 1. Сварочная многоэлектродная машина МТМ-74 (вид спереди)

1 — корпус; 2 — пневмоцилиндр привода каретки; 3 — неподвижная балка; 4 — верхняя балка; 5, 6 — верхние и нижние электроды; 7 — механизм резки поперечной арматуры; 8, 9 — механизмы подачи и правки поперечной арматуры; 10 — сварочные трансформаторы

ликами и ее конец располагается между подающими.

Машина работает в автоматическом режиме. При ее включении продольная арматура подается кареткой на шаг, который при наладке машины устанавливается регулировочными гайками пневмоцилиндра каретки. Механизм подачи позволяет получить в пределах одной сетки два различных шага. Один равен 50 мм и располагается в месте отрезки сетки от свариваемого полотна. Размер выступающих концов продольных стержней сетки получается равным 25 мм от осей крайних поперечных. Отсчет привариваемых поперечных стержней осуществляется двоично-десятичным счетчиком с триггерами и двумя дешифраторами. Счетчик устанавливается в любое положение от 0 до 99 переключателями.

Поперечная арматура подается до конечного выключателя и упора в зависимости от требуемой ширины сетки, после чего подача арматуры прекращается путем отвода пневмоцилиндром нижнего подающего ролика от верхнего, и стержень заданной длины отрезается ножницами.

Согласованно с перемещением каретки совершает начальные перемещения балка с верхними электродами. В нижнем положении балки пересечения продольной и поперечной арматуры сжимаются с требуемым усилием, зависящим от настройки пружин верхних электродов, и свариваются при пропускании тока. При возврате каретки продольная арматура, а следовательно, и сетка удерживаются неподвижными канговыми зажимами.

Долговременная эксплуатация сварочной машины МТМ-74 на Гатчинском СДСК показала надежность ее работы и подтвердила правильность принятых

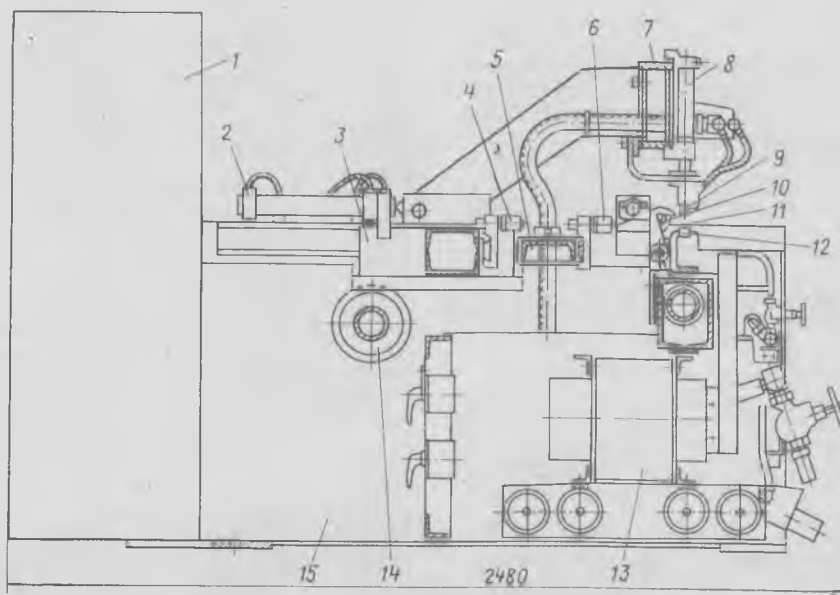


Рис. 2. Сварочная многоэлектродная машина МТМ-74 (вид сбоку)

1 — электрошкаф; 2 — пневмоцилиндр привода верхней балки; 3 — каретка; 4 — подвижные канговые захваты; 5 — неподвижная балка; 6 — неподвижные канговые захваты; 7 — верхняя балка электродов; 8 — пружины верхних электродов; 9, 12 — верхние и нижние электроды; 10 — приемное устройство; 11 — рычаги подачи поперечной арматуры под электроды; 13 — трансформаторы; 14 — синхронизирующий механизм пневмоцилиндров каретки; 15 — корпус

технических решений. Надежно работали канговый механизм подачи продольной арматуры и роликовый механизм подачи поперечной арматуры с мотков.

Синхронизирующим реечно-шестеренчатый механизм были ликвидированы перекося каретки при ее перемещениях. Установка пружин сжатия на верхние электроды и перемещение балки, на которой они установлены, позволили отказаться от верхних пневмоцилиндров и упростить пневмосистему машины.

Упростилась переналадка машины на изготовление сеток различных размеров.

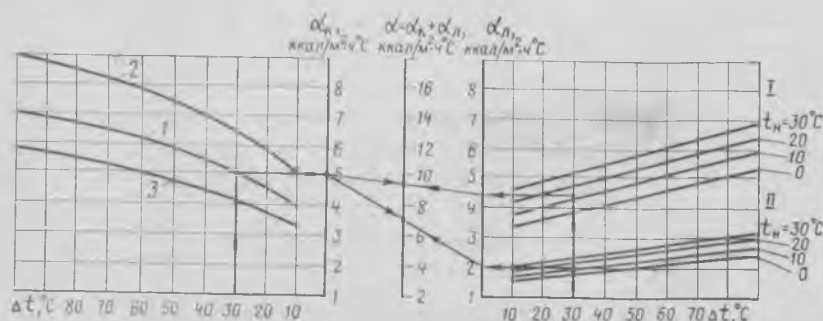
На основе длительного опыта эксплуатации машины МТМ-74 на Гатчинском СДСК Ленинградским заводом «Электрик» по техническим требованиям Гипростроммаша разработана новая машина МТМ-166, конструктивно во многом аналогичная МТМ-74, но предназначенная для сварки сеток шириной до 2650 мм с продольной арматурой диаметром 3...8 и поперечной 3...6 мм.

Окраска пропарочных камер для снижения теплотрат

Актуальной проблемой при производстве сборного бетона является снижение затрат тепла на термообработку. Это проблема решается комплексно в направлении совершенствования тепловых установок и режимов термообработки, применения новых теплоносителей и новых источников тепла и т. д. Доминирующим направлением является создание экономичных установок с улучшенным тепловым балансом и высоким КПД. Одним из путей решения этой задачи является создание эффективных конструкций тепловой изоляции для пропарочных камер, и такой подход является правильным. Однако возможны и другие технические решения, которым еще не уделяется должного внимания, например специальная окраска пропарочных камер. Она не приводит к коренным изменениям в структуре теплового баланса, однако заметно улучшает тепловой баланс и повышает КПД камер.

Как известно, теплотери с поверхности складываются из теплотери конвекцией и излучением. Коэффициент теплоотдачи конвекцией α_k зависит от разности температур на поверхности и наружной среды, а также от положения теплоотдающей поверхности в пространстве (вертикальная или горизонтальная). Коэффициент теплоотдачи излучением α_l зависит от температур на поверхности и наружной среды, а также от степени черноты теплоотдающей поверхности ϵ .

Количественные зависимости α_k , α_l и $\alpha = \alpha_k + \alpha_l$ от указанных факторов представлены номограммой (см. рисунок). Поверхности бетонных стенок и металлические крышки пропарочных камер хорошо излучают тепло, т. е. имеют большой коэффициент теплоотдачи α_l . Значения α_l для камер и крышек характеризуются семейством кривых I правой части номограммы.



Номограмма для определения коэффициента теплоотдачи $\alpha = \alpha_k + \alpha_l$. α_k для поверхностей: 1 — вертикальных; 2 — горизонтальных, обращенных вверх; 3 — горизонтальных, обращенных вниз; α_l для поверхностей: I — неокрашенных; II — окрашенных алюминиевым лаком

Показатели	Неутепленная камера	Утепленная камера
Потери тепла с поверхности камеры за год, Гкал	45,16/35,0	14,15/10,26
в том числе с вертикальных надземных стенок	23,62/17,65	6,62/4,80
с крышки	21,54/17,35	7,53/5,46
Экономия тепла за счет окраски алюминиевым лаком, Гкал	—/10,16	—/3,89
в том числе для надземных стенок	—/5,97	—/1,82
для крышки	—/4,19	—/2,07
Экономический эффект от окраски, р/год	—/71,12	—/27,23

Примечание. Перед чертой — неокрашенная камера, после черты — окрашенная.

Во многих случаях камеры окрашивают или применяют декоративную отделку, руководствуясь при этом только соображениями эстетики. Однако наряду с чисто эстетическими окраска может выполнять и технические функции — снизить или увеличить теплотери излучением и таким образом повлиять на расход тепловой энергии в камере.

Чтобы снизить тепловое излучение, необходимо за счет окраски уменьшить степень черноты теплоотдающей поверхности ϵ , т. е. сделать ее более белой. При этом следует иметь в виду, что теплофизические понятия «белый — серый — черный» не совпадают с одноименными колориметрическими понятиями. Так, поверхности, окрашенные клеевыми, известковыми, синтетическими красками самых разнообразных цветов в категориях теплофизики являются серыми ($\epsilon=0,8$), т. е. хорошо излучающими тепло. Даже свежая меловая окраска ($\epsilon=0,8$) или белое эмалевое покрытие ($\epsilon=0,9$), с точки зрения теплофизики, соответственно являются серой и даже черной поверхностью. Белой же является

поверхность алюминия ($\epsilon=0,06$), поэтому для снижения теплового излучения должны применяться для окраски составы на основе алюминия. Такими составами являются алюминиевый лак ($\epsilon=0,4$), алюминиевая пудра (серебрянка $\epsilon=0,5$), алюминиевая бронза и другие. Весьма эффективна отделка наружной поверхности пропарочных камер алюминиевой жестью, алюминиевой фольгой, фольгоизолом ($\epsilon=0,05-0,2$). Она позволяет практически полностью исключить тепловое излучение и при неизменной температуре вдвое снизить теплотери с поверхности. Однако при существующих в настоящее время ценах на тепловую энергию и на алюминиевые изделия такая отделка в массовом масштабе нерентабельна. Однако алюминиевую окраску можно применять и сегодня.

Следует сказать, что специальная окраска нашла широкое применение во многих областях, в частности для защиты от нагревания металлических емкостей с горючесмазочными материалами.

Если пропарочную камеру и крышку окрасить алюминиевым лаком ($\epsilon=0,4$), то интенсивность теплового излучения уменьшится в 2,1 раза. Значения α_l в этом случае будут характеризоваться семейством кривых II правой части номограммы. Теплоотдача для стенок и крышки уменьшится соответственно в 1,34 и 1,24 раза. Для неутепленной бетонной стенки это равнозначно увеличению ее толщины с 0,3 до 0,4 м.

Если камеру облицевать алюминиевой фольгой или фольгоизолом ($\epsilon=0,06$), то коэффициент теплоотдачи α_l уменьшится в 16 раз, а теплоотдача — примерно в 1,9 раза. Это равнозначно увеличению толщины бетонной стенки с 0,3 до 0,57 м.

Для оценки эффективности окраски выполнен сравнительный технико-экономический расчет, включающий определение экономического эффекта окраски и изоляции неутепленной камеры размера в свету $6,8 \times 3,1 \times 3,5$ м. Крышка камеры индивидуальная с гидروприводом, тепловая изоляция крышки увлажненная, малоэффективная.

Характеристика пропарочной камеры

Размеры камеры в свету, м	6,8×3,1×3,5
Высота надземной стенки, м	1,6
Площадь надземной части, м²	23,62
Площадь крышки камеры, м²	23,90
Коэффициент заполнения	0,176
Годовой съем продукции с камеры, м³/год	3300
Температура, °C:	
среди в камере	80
наружной среды	15
на поверхности камеры	45
на поверхности крышки	40

Результаты технико-экономического расчета представлены в таблице.

Таким образом, тепловая изоляция позволяет сократить теплопотери с поверхности на 68,7% и выше. Окраска снижает теплоотдачу в среднем на 25%. Поэтому основным направлением работ должна являться тепловая изоляция пропарочных камер, а окраска — сопутствующим направлением.

Окраска эффективна как для неутепленных, так и для утепленных пропарочных камер. При этом относительное снижение теплопотерь примерно одинаково для тех и других. Поэтому окраска имеет самостоятельное значение, а также может рассматриваться в комплексе с другими решениями (например, с последующей теплоизоляцией).

Окраска эффективна как для вертикальных стенок, так и для крышек пропарочных камер, но эффективность окраски крышек даже выше. Однако с учетом производственных условий (быстрое загрязнение горизонтальных поверхностей в цехе) реальная эффективность окраски крышек может оказаться ниже расчетной.

Окраска может применяться и для внутренних поверхностей камер. Окраска камер изнутри может играть положительную роль в период остывания камеры с открытой крышкой. Однако этот вопрос связан со стойкостью окраски в паровой среде и требует специальной проверки.

Выводы

Окраска пропарочных камер алюминиевыми составами является достаточно эффективным средством снижения теплопотерь.

Окраска алюминиевым лаком позволяет сократить тепловые потери в среднем на 25%. Окраска эффективна для неутепленных и утепленных камер. Она может быть рекомендована для вертикальных стенок, а также для индивидуальных крышек с гидродriveм при периодической продувке последних сжатым воздухом.

Для крышек, складываемых друг на друга с такелажной (гибкой) строповой, окраска не рекомендуется.

УДК 666.9.046:65.011.56

В. И. КРИЧЕВЕЦ, инж. (трест Стройдеталь-70);
В. Д. ПЛАЩЕНКОВ, А. А. ФЕЛЬДЕ, инженеры (Северский завод ЖБИ)

Автоматизация процесса термообработки изделий

Одним из прогрессивных энергосберегающих способов тепловой обработки железобетонных изделий является масляный нагрев обрабатываемых агрегатов.

На Северском заводе ЖБИ треста Стройдеталь-70 несколько лет эксплуатируют шесть стенов безопалубочного формирования. Общий вид цеха показан на рис. 1. Стенд представляет собой металлический лист, смонтированный на теплоизолированных конструкциях. Под листом уложены маслопроводы (рис. 2). Масло нагревают в газовом котле, снабженном системой автоматического регулирования температуры масла на выходе. Задания регулируемого параметра изменяются дистанционно с пульта управления. Изделия формируют специальной машиной, после чего накрывают прорезиненным пологом. Циркулирующее в трубопроводах горячее масло через воздушный промежуток передает тепло металлическому листу, а последний — железобетонной полосе. Температура нагрева масла составляет 180—230°C, максимальная температура железобетонной полосы — 60—70°C.

Термообработку изделий производят по заданной программе. Один из режимов тепловой обработки представлен в таблице. Все стенды подсоединены к одному котлу. Одновременно термообработку в различных стадиях можно проводить на четырех стендах. Следовательно, при включении второго и последующих стенов масло подается в их трубопроводы с максимальной температурой. Изделия в этом случае подвергаются тепловому удару, что снижает их качество (поперечные трещины и т. п.). Дефекты изготовления и монтажа стенда также приводят к большим разбросам температурных полей. Регулирование

Ступени прогрева	Количество часов	Нагрев масла		Нагрев изделия	
		°C	скорость подъема температуры, °C/ч	°C	скорость подъема температуры, °C/ч
Предварительный нагрев	3	100...160	20	30—40	2—3
Подъем температуры	4	160...200	10	60	5—6
Изотермический прогрев	5	200	—	60—75	2—3
Остывание	2	Выключено	—	70—75	—

температуры масла только в общем трубопроводе не обеспечивает заданные температурные режимы на каждом стенде. Изменения температуры нагрева металлического листа стенда при постоянной температуре масла в трубопроводе показаны на рис. 3. Скачкообразные изменения температуры на поверхности стенда объясняются шероховатостью листа стенда (неплотное прилегание термоматчика), его волнообразностью (подсосы холодного воздуха в подстендовое пространство) и неточностью измерения. Последнее условие устраняли многократностью измерений.

Для устранения тепловых ударов на изделия и возможности автономного ведения процесса термообработки на каждом стенде была внедрена специальная система контроля и управления. Под



Рис. 1. Цех безопалубочного формирования Северского завода ЖБИ

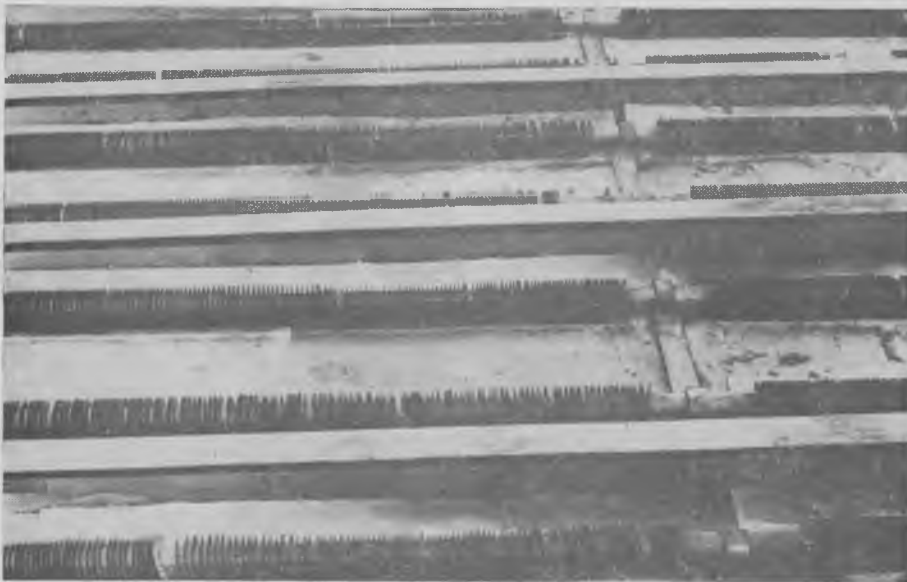


Рис. 2. Маслопроводы в подстендовом пространстве

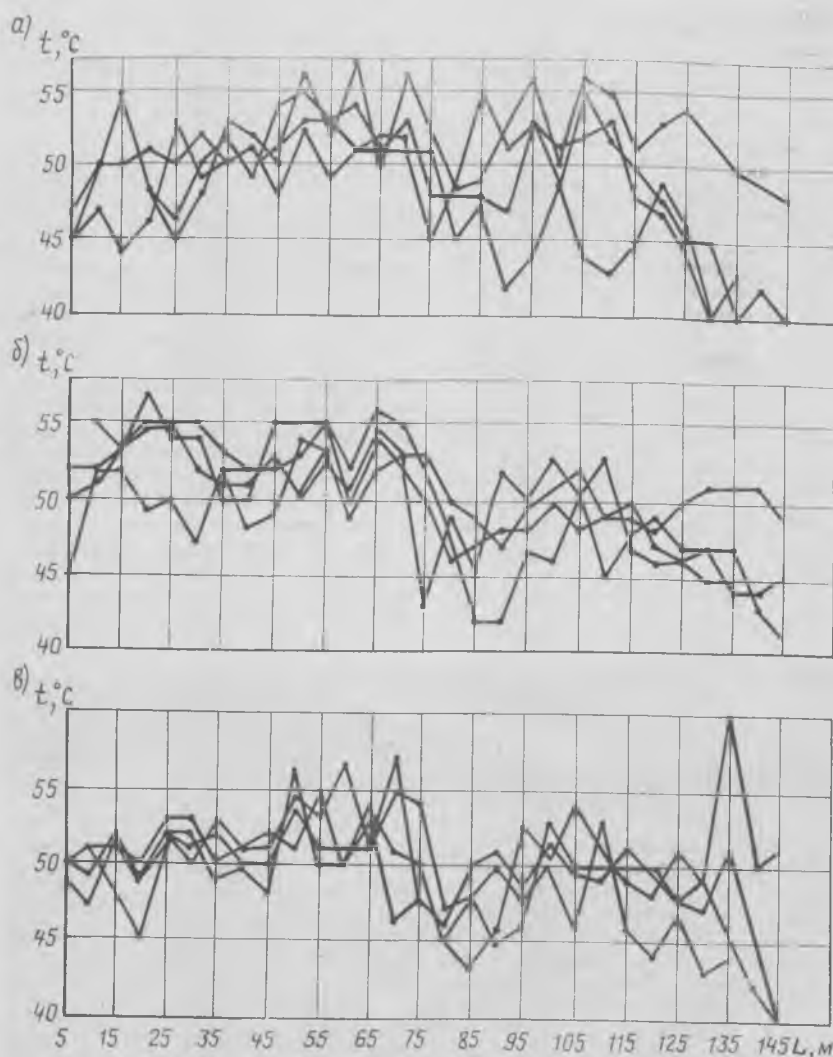


Рис. 3. Нагрев металлического листа стенда

а — изменения температуры вдоль левого края стенда; б — то же, вдоль средней полосы стенда; в — то же, вдоль правого края стенда

каждым листом стендов над маслопроводами установлены четыре датчика температуры: три из них для контроля и регистрации температуры в подстендовом пространстве и один для регулирования процесса тепловой обработки. Датчики воспринимают те же виды теплового излучения и внешние температурные воздействия, что и лист стенда. Температура в подстендовом пространстве является наиболее представительным параметром как в организационном (для стационарной установки датчика), так и в техническом отношении. Оптимальными точками измерений являются середина и 20 м от краев стенда (исключается влияние открытых ворот в цех и другие искажения). Аппаратура контроля и управления размещена на щите. Управление процессом тепловой обработки по заданной программе осуществляется регулятором типа Р-31М, команда от которого подается на регулирующий клапан, установленный на маслопроводе соответствующего стенда. Автоматизация тепловой обработки железобетонных изделий позволила упорядочить контроль за соблюдением режимов и сократить расход газа на 28%.

Более подробные сведения можно получить по адресу: 624095, г. Полевской Свердловской обл., Северский завод ЖБИ.

Рамно-панельные железобетонные конструкции

Для строительства сельскохозяйственных производственных зданий различного назначения трестом Оргтехстрой Владимирского ТУС разработаны рамно-панельные конструкции, представляющие собой двухшарнирную складчатую систему.

Вся система по поперечнику разрезана на четыре элемента: две стеновые панели и две панели покрытия. Стеновой элемент представляет собой трехслойную плиту с несущими ребрами, элемент покрытия — ребристую П-образную панель переменной жесткости. Вся конструкция изготавливается из бетона марки М 300. Толщина утеплителя в стеновых элементах 12 см, в элементах покрытия — 10. Элементы покрытия и стен соединяются сваркой. Габаритные размеры стенового элемента рамно-панельной конструкции 3×2,4, элемента покрытия — 3×9 м. Покрытия рассчитаны на нагрузку 250, 300, 350 кгс/м².

Сметная стоимость рамно-панельных конструкций по сравнению со стоечно-балочными снижена на 5,7 р., расход стали — на 3,44 кг, цемента марки 400 на 12 кг.

Рамно-панельные конструкции впервые применены при строительстве птицефабрики «Центральная» в пос. Энергетик Владимирской обл. трестом № 1 Владимирского ТУС Минстроя СССР.

Техническую документацию можно получить по адресу: 600020, г. Владимир, ул. Фрунзе, 88.

УДК 666.97.035.51

В. С. АБРАМОВ, канд. техн. наук, С. А. АМБАРЦУМЯН, инж. (МИСИ);
Г. В. БАДЕЯН, канд. техн. наук (Ереванский политехнический ин-т)

Полимерные электронагреватели для греющих опалубок

Для повышения эффективности и качества тепловой обработки бетона в зимних условиях, снижения энергетических, материальных и трудовых затрат целесообразно применять в греющих опалубках электрические нагреватели из сажи и графитонаполненных полимеров, в частности полипропилена.

Выбор полипропилена в качестве базового материала для нагревателей обусловлен его небольшой объемной массой, гидрофобностью, высокой химической стойкостью, отсутствием адгезии к бетону, технологичностью в переработке и сравнительно невысокой стоимостью. Применение ацетиленовой сажи как основного токопроводящего наполнителя вызвано хорошей совместимостью с полипропиленом, способностью образовывать в нем цепочечные структуры для прохождения электрического тока [1]. Для более рациональной упаковки зерен наполнителя и повышения теплопроводности полипропилена в него вводят также измельченный электродный графит, а для улучшения физико-механических свойств — различные добавки. Так, для защиты полипропилена от термоокислительной деструкции в него добавляют топанол (0,3% массы композиции), дилаурилтиодипропионат (0,5%), для повышения прочности и плотности — бензоат кадмия (0,2%), для улучшения диспергирования токопроводящего наполнителя в объеме полимера — стеарат кальция (0,5%), для сохранения требуемого индекса расплава — силиконовый каучук СКТН (1,0%) и для понижения хрупкости — этиленпропиленовый каучук СКЭП*.

Изменение содержания основных компонентов композиции оказывает на свойства электропроводного полипропилена противоречивое влияние. Так, увеличение содержания сажи и графита повышает его электро- и теплопроводность, но ухудшает физико-механические свойства. Введение в состав СКЭП повышает пластичность и морозостойкость полипропилена, но понижает его электропроводность и температуру размягчения. Изменяя состав, можно, в зависимости от назначения и условий эксплуатации нагревателей, создать электропроводный полипропилен с разнообразной гаммой свойств.

* А. с. № 928424. Токопроводящая композиция. Т. М. Штоль, В. С. Абрамов, Г. В. Бадаян и др. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1982, № 18.

Характеристики полипропилена

Удельное электросопротивление, Ом·м	0,02...2,50
Морозостойкость, °С	—20...—35
Температура размягчения, °С	115—130
Температурный коэффициент электрического сопротивления, град ⁻¹	0,00142—0,00571
Коэффициент линейного температурного расширения, град ⁻¹	(0,75—10,0)10 ⁻⁵
Предел текучести при растяжении, МПа	17—20
Относительное удлинение при разрыве, %	27...40
Истираемость, гр/см ²	0,010—0,013
Коэффициент теплопроводности, Вт/(м·°С)	0,0596—0,1055

При этом оптимальными пределами вариаций являются: полипропилен — 22,5—52,5; сажа — 15—30; графит — 15—20; каучук СКЭП — 15—25%.

Нагреватели изготавливают методом экструзии или горячего прессования в виде листов толщиной 3 мм. При такой толщине они имеют удовлетворительные электро- и теплофизические характеристики при умеренном расходе материалов. Листы, как правило, дублируют полимерной ворсовой тканью, предназначенной для электрической и тепловой изоляции нагревателей и облегчения их приклеивания к опалубке.

Для подведения к нагревателям рабочего напряжения в них с тыльной стороны на глубину 1 мм запрессовывают металлические электроды. Наиболее эффективны полосовые электроды из латунной сетки. При их запрессовке в полипропилен, находящийся в расплавленном состоянии, ячейки сетки заполняют расплавом, и после охлаждения создается прочный и надежный контакт электродов с проводящей средой. О неизменности контактного сопротивления на границе электрод — проводящая среда свидетельствует стабильность работы нагревателей как в режиме длительного, так и циклического включения. Электроды рекомендуется устанавливать с шагом не более 0,2 м. Это позволяет при ограниченной шкале напряжений трансформаторов для прогрева бетона увеличить при необходимости рабочую мощность нагревателей, подключая электроды либо подряд, либо через один. Ширина электродов в этих условиях мало влияет на выделяемую мощность. Исходя из допустимой плотности тока и в целях экономии металла, ее можно принимать 10—20 мм, что обеспечивает надежный контакт электродов с полипропиленом.

Рабочие параметры нагревателей

Напряжение, В	36...127
Начальная удельная мощность, Вт/м ²	100...2000
Рабочие температуры, °С	до 90
Скорости разогрева, °С/ч	1...20
Отклонение температур на поверхности, %	4—6
среднее	1—2
Масса 1 м ² с тканевой основой и электродами, кг	2,86—4,01
Стоимость, р/м ²	4,42

Примечание. Стоимость нагревателей дана с учетом максимальной плотности электродов, наценок за мелкосерийность и экспериментальное производство.

Изготовленные нагреватели сплошным покрытием наносят на рабочие поверхности опалубок, желательно из листовых материалов (фанеры, древесностружечных плит, стали). Такое размещение имеет несомненные преимущества. Полипропилен выполняет в данном случае функции защитного и антиадгезионного покрытия. Теплота передается непосредственно бетону, минуя какие-либо промежуточные слои, как в греющих опалубках с трубчатыми, стержневыми, проволоочными и сетчатыми нагревателями. А высокая электрофизическая и теплофизическая однородность полипропилена обеспечивает равномерный нагрев тепловоспринимающих поверхностей бетонной конструкции.

Однако при нанесении нагревателей следует учитывать наличие значительного теплового расширения полипропилена. Поэтому необходимо обеспечить либо свободное перемещение нагревателя относительно поверхности счита опалубки в процессе нагрева при сохранении достаточного сопротивления соединения на отрыв, либо прочное, равномерное по всей площади нагревателя сцепление. Первое с помощью термопластичных клеев, например, клея КН-5**, второе с помощью пенопластов, например пенополиэпоксидов или пенополиуретанов, выполняющих одновременно функции адгезива, электро- и теплоизолятора*** (рис. 1). Первый способ рекомендуется для неметаллических опалубок, второй пригоден для любых.

** А. с. № 968260. Термореактивный щит опалубки. В. А. Абрамов, Г. В. Бадаян, Т. М. Штоль и др. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1982, № 39.

*** А. с. № 1074981. Термоактивный щит опалубки. В. С. Абрамов, Р. А. Андрианов, Г. В. Бадаян и др. — Открытия, Изобретения, 1984, № 7.

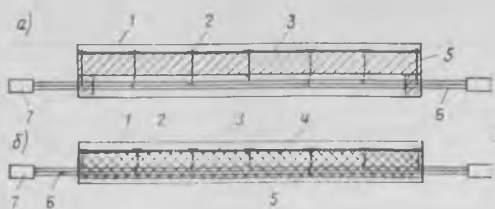


Рис. 1. Схемы греющих опалубок с покрытием из электропроводного полипропилена с изоляцией

а — из полимерной ворсовой ткани; б — из пенопласта; 1 — полимерное покрытие; 2 — токоведущие электроды; 3 — полимерная ворсовая ткань; 4 — изоляция из пенопласта; 5 — щит опалубки; 6 — коммутационные провода, 7 — токоприемник

Электропроводный полипропилен обладает довольно высоким температурным коэффициентом электрического сопротивления, поэтому выделяемая нагревателем мощность в процессе нагрева уменьшается и в определенных условиях через некоторый промежуток времени на его поверхности устанавливается постоянная температура. Изменить ее можно только путем изменения подаваемого на электроды напряжения. Таким образом, нагревателям из электропроводного полипропилена свойственна саморегуляция, что значительно облегчает процесс управления тепловой обработкой бетона.

Ориентировочно предельную температуру нагревателя можно определить по формуле

$$t_n = \frac{K t_b + (1 + \beta t_0) P_0}{K + \beta P_0}, \quad (1)$$

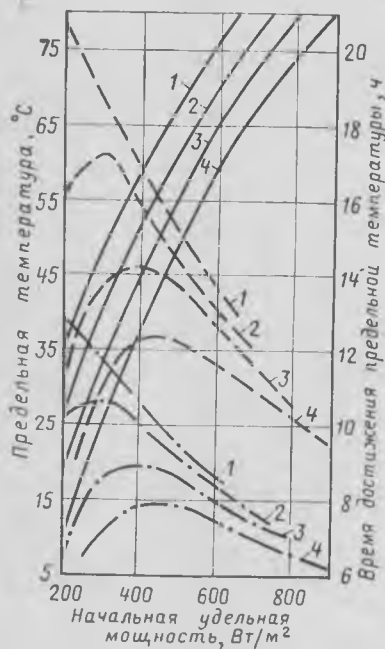


Рис. 2. Зависимость предельных температур (—) нагревателя и времени их достижения (---) от начальной удельной мощности 1—4 — соответственно 0, -10, -20, -30°C

а время ее достижения по формуле

$$\tau_n = \frac{\delta^2}{a} \left[\frac{\lambda}{\delta} (t_n - t_0) \times \left(P_0 - K^2 \frac{t_n + t_0 - 3 t_b}{4} \right)^{-1} \frac{1}{3} \right], \quad (2)$$

где t_n — предельная температура нагревателя; τ_n — время достижения предельной температуры; t_0 — начальная температура бетона; t_b — температура наружного воздуха; λ , a — соответственно коэффициенты теплопроводности и температуропроводности бетона; K — коэффициент теплопередачи через опалубку; δ — характерный размер конструкции (половина толщины конструкции в направлении распространения теплового потока); P_0 — начальная удельная мощность нагревателя; β — температурный коэффициент электропроводности электропроводного полипропилена.

Зависимость этих параметров от начальной удельной мощности нагревателя с $\beta = 0,0057$ град⁻¹, нанесенного на опалубку из водостойкой фанеры толщиной 10 мм [$(K = 4,68 \text{ Вт/(м}^2 \cdot \text{°C)})$], при нагреве конструкций с модулем поверхности 6 и 10 м⁻¹ из тяжелого бетона с коэффициентом теплопроводности 2,8 Вт/(м·°C), приведена на рис. 2.

Однако саморегуляция нагревателей наиболее ярко проявляется лишь при $\beta > 0,003$ град⁻¹, а область ее рационального применения, когда предельная температура нагрева не превышает допустимых значений и скорости подъема температуры на поверхности обогреваемой конструкции близки к нормативным [2], довольно ограничена. Поэтому обычно применяют регулируемые режимы типа разогрев — изотермический прогрев — остывание. На рис. 3. показана зависимость начальной удельной мощности нагревателя, требуемой для разогрева и изотермического прогрева конструкций. В результате влияния температурного коэффициента электропроводности значения начальной удельной мощности, приведенные на рис. 2 и 3, на 30—50% превышают значения в соответствующих номограммах [2].

При использовании опалубок с изоляцией из пенополиуретана [3], обладающих высоким термическим сопротивлением [$K = 1,0 \text{ Вт/(м}^2 \cdot \text{°C})$], можно независимо от массивности конструкции ограничиться лишь нагревом бетона до температуры 40°C и его остыванием. Это позволяет снизить расход энергии на тепловую обработку до 25 кВт·ч на 1 м³ бетона. Требуемые для этого мощности нагревателя в зависимости от модуля поверхности прогреваемой конструкции и температуры наружного воздуха для стальной опалубки с изоляцией из пенополиуретана толщиной 30 мм приведены на рис. 4.

Опыт применения нагревателей из электропроводного полипропилена в технологии зимнего бетонирования показал их высокую эффективность, надежность в работе, простоту в эксплуатации и долговечность.

Расчеты показывают, что по сравнению с электропрогревом применение опалубок с покрытиями из электропроводного полипропилена позволяет экономить 2,8 р. на 1 м³ бетона.

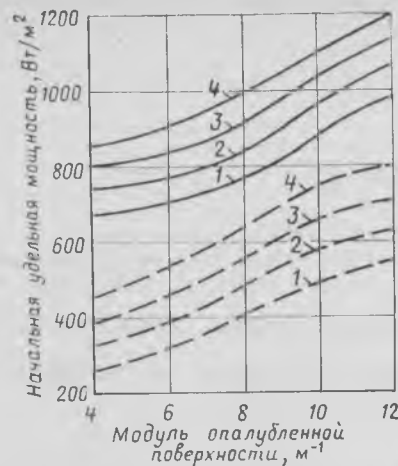


Рис. 3. Зависимость начальной удельной мощности нагревателя от модуля опалубочной поверхности конструкции при регулируемом режиме обогрева — период подъема температуры; — период изотермического прогрева 1—4 — то же, что и на рис. 2

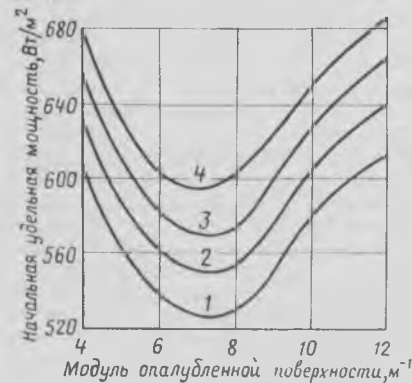


Рис. 4. Зависимость начальной удельной мощности нагревателя в стальной опалубке с изолятором из пенополиуретана от модуля опалубочной поверхности конструкции 1—4 — то же, что и на рис. 2

Нагреватели из электропроводного полипропилена в греющих опалубках применяются при бетонировании различных конструкций зданий и сооружений на объектах строительства Минэнерго СССР, Главмособлстроя, Главмосмон-тажспецстроя, Главмоспромстроя. Общий объем применения составил более 80 тыс. м³ бетона.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гуль В. Е., Шенфиль Л. З. Электропроводящие полимерные композиции. — М.: Химия, 1984.
2. Руководство по производству бетонных работ в зимних условиях, районах Дальнего Востока, Сибири и Крайнего Севера. — М.: Стройиздат, 1982.
3. Амбарцумян С. А. Греющие металлические опалубки с теплоизоляцией из пенополиуретанов. Современное состояние и тенденции развития больших городов в СССР и за рубежом. Экспресс-информация МГЦНТИ. Вып. 9, 1983.

УДК 691.327:620.173

В. В. РУДЕНКО, канд. техн. наук

Расчет сечений внецентренно сжатых элементов

Расчет сечений внецентренно сжатых железобетонных элементов является достаточно непростой задачей, привлекающей к себе внимание исследователей. Об этом свидетельствует большое число публикаций, появляющихся в периодической печати как в нашей стране, так и за рубежом. Основное внимание в этих работах уделяется получению решения в замкнутом виде, т. е. разработке безытерационных методов расчета. Сложность при этом заключается в отсутствии критерия, позволяющего определить до начала расчета случай внецентренного сжатия, а также в числе неизвестных, превышающих количество разрешающих уравнений.

В основе расчета любого симметричного сечения, как известно, лежат уравнения

$$Ne \leq R_{np} S_0 + R_{a.c} S'_a; \quad (1)$$

$$N \leq R_{np} F_0 + R_{a.c} F'_a - R_a F_a, \quad (2)$$

при $\xi > \xi_R$ вместо уравнения (2) используют зависимость

$$N \leq R_{np} F_0 + R_{a.c} F'_a - \sigma_a F_a, \quad (3)$$

где σ_a определяют по выражениям (66), (67) или (68) СНиП II-21-75.

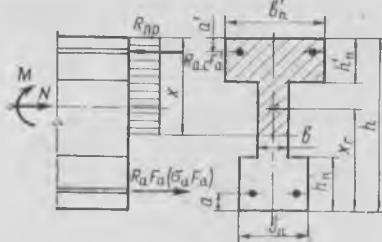
На основании выражений (1)–(3) разработаны частные случаи расчета прямоугольных, тавровых, двутавровых круглых и кольцевых сечений [1].

Для установления площадей сжатой и растянутой арматуры прямоугольного сечения предлагается использовать выражения (106) и (107) или (108) и (109) [1]. Эти выражения справедливы и отражают действительную картину напряженного состояния сечения только в том случае, когда $\xi \leq \xi_R$ и значения F'_a и F_a , полученные по ним, положительные. При отрицательном значении F'_a для определения F_a рекомендуется использовать выражение (112), полученное из уравнения (2) при подстановке фактически принятой площади сжатой арматуры F'_a , а при отрицательном значении F_a использовать выражение (110) для нахождения $F_{a \min}$, полученное из уравнения моментов относительно оси, проходящей в плоскости сечения через центр тяжести сжатой арматуры, в предположении, что все сечение сжато. В этом случае при $F_{a \min} \leq 0$ F'_a определяют по формуле (1) при $\xi = \xi_0$, а если $F_{a \min} > 0$, — из выражения (2) при высоте сжатой зоны $x = h$. Уравнения (110)–(112) позволяют

обеспечить рассчитываемый элемент от достижения предельного состояния, но не отражают истинной картины напряженного состояния и полученные по ним решения не являются оптимальными. Недооценка физической картины в рассчитываемом сечении может привести к ошибкам, как, например, в работах [2, 3]. Отрицательное значение площади арматуры F_a в выражениях (107) или (109) совсем не указывает на то, что она не нужна, как отмечает автор работ [2, 3], а лишь свидетельствует о том, что отмечается случай, когда $\xi > \xi_R$ и напряжения в арматуре А не достигли расчетных на растяжение или даже сжимающих. Кроме этого в работах [2, 3] утверждается, что растягивающие усилия в арматуре А достигают нулевых значений при высоте сжатой зоны $x_R = \xi_R h_0$, что противоречит СНиП II-21-75. Значение ξ , при котором напряжение в арматуре А обращается в нуль, может быть получено из выражения (67) СНиП II-21-75

$$\sigma_a = \frac{\sigma_e}{1 - \frac{\xi_0 h_0}{h}} \left(\frac{\xi_0}{\xi} - 1 \right) = 0,$$

отсюда $\xi = \xi_0$, а при $\xi = \xi_R$ напряжения в арматуре А равны R_a . Таким образом, методика, разработанная на спорных предположках, не может считаться приемлемой, тем более рекомендуемой в помощь проектировщику [2].



Расчетная схема усилий в сечении внецентренно сжатого элемента

В настоящее время при широком использовании вычислительной техники и микрокалькуляторов БЗ-34, МК-54 и МК-34 более целесообразным следует признать итерационный метод, основанный на определении несущей способности предварительно заданного сечения с последующим изменением его параметров в случае превышения допустимого диапазона погрешности между действующей нагрузкой и несущей способностью сечения.

Рассмотрим данную методику на примере расчета внецентренно сжатого элемента двутаврового профиля с сосредоточенным армированием у наиболее удаленных от центра тяжести сечения граней (см. рисунок). Предполагается, что все геометрические и физико-механические характеристики сечения задаются предварительно. В общем случае при расчете могут возникнуть четыре расчетных схемы, характеризующих напряженное состояние — нейтральная ось проходит в сжатой полке; то же — в ребре, $\xi \leq \xi_R$; то же, $\xi > \xi_R$; нейтральная ось проходит в менее сжатой полке. Расчетный случай можно определить при сравнении фактического эксцентриситета приложения нагрузки, определяемого из выражения

$$e = \frac{M}{N} \eta + x_c - a \quad (4)$$

с граничными $e_{гp i}$ ($i=1, 2, 3$). Граничные значения эксцентриситетов определяются из совместного решения уравнений (1), (2) или (1), (3) при относительной высоте сжатой зоны бетона

$$\left. \begin{aligned} e_{гp 1} &= \frac{a'_{cb} z'_{cb} + \xi'_{cb} z'_{cb} + a' z_a}{a'_{cb} + \xi'_{cb} + a' - \alpha}; \\ e_{гp 2} &= \frac{a'_{cb} z'_{cb} + \xi_R z_R + a' z_a}{a'_{cb} + \xi_R + a' - \alpha}; \\ e_{гp 3} &= \frac{a'_{cb} z'_{cb} + \xi_{cb} z_{cb} + a' z_a}{a'_{cb} + \xi_{cb} + a' - \alpha \beta \left(\frac{\xi_0}{\xi_{cb}} - 1 \right)} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

причем

$$\alpha'_{cb} = \frac{(b'_n - b) h'_n}{b h_0}; \quad \alpha = \frac{R_a F_a}{R_{np} b h_0};$$

$$\alpha' = \frac{R_{a.c} F'_a}{R_{np} b h_0};$$

$$\xi'_{cb} = \frac{h'_n}{h_0}; \quad \xi_{cb} = \frac{h - h_n}{h_0};$$

$$z_a = h_0 - a';$$

$$z'_{cb} = h_0 \left(1 - \frac{\xi'_{cb}}{2} \right); \quad z_{cb} = h_0 \left(1 - \frac{\xi_{cb}}{2} \right);$$

$$z_R = h_0 \left(1 - \frac{\xi_R}{2} \right);$$

$$\beta = \frac{\sigma_s}{R_a \left(1 - \frac{\xi_0}{1,1}\right)}$$

$$\sigma_s = \begin{cases} 400 \text{ МПа} & \text{при } m_{61} \geq 1 \\ 500 \text{ МПа} & \text{при } m_{61} < 1. \end{cases}$$

При выводе формул (5) предполагалось, что соблюдаются условия

$$\left. \begin{aligned} h'_n &\leq \xi_R h_0; \\ h_n &< (1 - \xi_R) h_0. \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

В случае когда эти условия не выполняются, необходимо ввести соответствующую коррекцию. В частности, при невыполнении условий (6):

$$\left. \begin{aligned} e_{гр1} &= \frac{\xi_R z_R \frac{b_n}{b} + \alpha' z_a}{\xi_R \frac{b_n}{b} + \alpha' - \alpha}; \\ e_{гр2} &= \frac{\alpha'_{св} z'_{св} + \xi_{св} z'_{св} + \alpha' z_a}{\alpha'_{св} + \xi_{св} + \alpha' - \alpha \beta \left(\frac{\xi_0 h_0}{h'_n} - 1\right)}; \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

при невыполнении условия (6) $e_{гр1}$ определяют по формуле (5)

$$\left. \begin{aligned} e_{гр2} &= \frac{\alpha'_{св} z'_{св} + \xi_{св} z'_{св} + \alpha' z_a}{\alpha'_{св} + \xi_{св} + \alpha' - \alpha}; \\ e_{гр3} &= \frac{\xi_R z_R + \alpha'_{св} z'_{св} + h_0 \left(\frac{b_n}{b} - 1\right) \times}{\alpha'_{св} + \xi_R + \left(\frac{b_n}{b} - 1\right) \times} \\ &\quad \times (\xi_R - \xi_{св}) \left(1 - \frac{\xi_R - \xi_{св}}{2}\right) + \alpha' z_a \\ &\quad \times (\xi_R - \xi_{св}) + \alpha' - \alpha \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

Последующие выражения выведены для наиболее распространенного случая, когда условия (6) выполняются.

Установив расчетную схему и случай внецентренного сжатия, можно вычислить значение относительной высоты сжатой зоны бетона.

При $\xi \leq \xi_R$

$$\xi = p + \sqrt{p^2 - \frac{2q}{h_0}}, \quad (9)$$

$$\text{где } p = 1 - \frac{e}{h_0};$$

$$q = [\alpha' (e - z_a) - \alpha e] \frac{b}{b_n}$$

при $e > e_{гр1}$;

$$q = \alpha'_{св} (e - z'_{св}) + \alpha' (e - z_a) - \alpha e$$

при $e_{гр2} < e < e_{гр1}$.

При $\xi > \xi_R$

$$\begin{aligned} \xi &= \sqrt[3]{-p + \sqrt{p^2 + q^3}} + \\ &+ \sqrt[3]{-p - \sqrt{p^2 + q^3}} - \frac{2}{3} \left(\frac{e}{h_0} - 1\right), \end{aligned} \quad (10)$$

где при $e_{гр3} \leq e < e_{гр2}$

$$\begin{aligned} p &= \left[\frac{2}{3} \left(\frac{e}{h_0} - 1 \right) \right]^3 - \\ &- \frac{2}{3} \frac{(e - h_0) [\alpha'_{св} (e - z'_{св}) + \alpha' (e - z_a) + \gamma]}{h_0^2} - \frac{\gamma \xi_0}{h_0}; \\ q &= \frac{2}{3} \frac{[\alpha'_{св} (e - z'_{св}) + \alpha' (e - z_a) + \gamma]}{h_0} - \\ &- \left[\frac{2}{3} \left(\frac{e}{h_0} - 1 \right) \right]^2, \end{aligned}$$

причем $\gamma = \alpha \beta e$.

При $e < e_{гр3}$

$$\begin{aligned} p &= \left[\frac{2}{3} \left(\frac{e}{h_0} - 1 \right) \right]^3 - \frac{\gamma \xi_0}{h_0 \frac{b_n}{b}} - \\ &- \frac{2}{3} \frac{(e - h_0) [\alpha'_{св} (e - z'_{св}) + \alpha' (e - z_a) + \gamma - \xi_{св} (e - z_{св}) \left(\frac{b_n}{b} - 1\right)]}{h_0 \frac{b_n}{b}}; \\ q &= \frac{2}{3} \frac{\alpha'_{св} (e - z'_{св}) + \alpha' (e - z_a) + \gamma - \xi_{св} (e - z_{св}) \left(\frac{b_n}{b} - 1\right)}{h_0 \frac{b_n}{b}} - \\ &- \left[\frac{2}{3} \left(\frac{e}{h_0} - 1 \right) \right]^2, \end{aligned}$$

$$\text{где } z_{св} = h_0 \left(1 - \frac{\xi_{св}}{2}\right).$$

Для элементов из бетона марки М400 и ниже, армированных сталями А-I, А-II и А-III, для вычислений ξ можно пользоваться зависимостью (9), где

при $e_{гр3} \leq e < e_{гр2}$

$$\begin{aligned} p &= 1 - \frac{e}{h_0} \left(1 + \frac{2\alpha}{1 - \xi_R}\right); \\ q &= \alpha'_{св} (e - z'_{св}) + \alpha' (e - z_a) - \\ &- \alpha e \left(\frac{2}{1 - \xi_R} - 1\right), \end{aligned}$$

при $e < e_{гр3}$

$$\begin{aligned} p &= 1 - \frac{e}{h_0} \left(1 + \frac{2\alpha}{1 - \xi_R} - \frac{b}{b_n}\right); \\ q &= \alpha'_{св} (e - z'_{св}) + \alpha' (e - z_a) - \\ &- \xi_{св} (e - z_{св}) \left(\frac{b_n}{b} - 1\right) - \alpha e \left(\frac{2}{1 - \xi_R} - 1\right). \end{aligned}$$

После определения ξ рассчитывают несущую способность сечения по формуле

$$N_{сеч} = R_{пр} b h_0 \bar{n},$$

где n — относительная несущая способность, определяемая в зависимости от расчетной схемы

$$e \geq e_{гр1}; \quad \bar{n} = \xi \frac{b'_n}{b} + \alpha' - \alpha;$$

$$e_{гр2} \leq e < e_{гр1}; \quad \bar{n} = \xi + \alpha'_{св} + \alpha' - \alpha;$$

$$e_{гр3} \leq e < e_{гр2};$$

$$\bar{n} = \xi + \alpha'_{св} + \alpha' - \alpha \beta \left(\frac{\xi_0}{\xi} - 1\right);$$

$$e < e_{гр3}; \quad \bar{n} = \xi \frac{b_n}{b} + \alpha'_{св} +$$

$$+ \alpha' - \alpha \beta \left(\frac{\xi_0}{\xi} - 1\right) - \xi_{св} \left(\frac{b_n}{b} - 1\right).$$

При расчете можно варьировать не только площадь арматуры, но и размеры сечения и прочностные характеристики. Из приведенных выражений получаются частные решения для прямоугольного и таврового сечений. Так, для прямоугольного сечения граничный эксцентриситет подсчитывают по формуле

$$e_{гр} = \frac{\xi_R z_R + \alpha' z_a}{\xi_R + \alpha' - \alpha}, \quad (12)$$

а значения p и q в выражении (9) для элементов из бетона марки М400 и ниже, армированных сталями А-I, А-II, А-III, определяют из выражений

$$p = 1 - \frac{e}{h_0} \left(1 + \frac{2\alpha}{1 - \xi_R}\right)^{\theta(e_{гр} - e)};$$

$$q = \alpha' e' - \alpha e \left(1 - \frac{2}{1 - \xi_R}\right)^{\theta(e_{гр} - e)};$$

где $\theta(e_{гр} - e)$ — единичная функция Хевисайда, отличающаяся тем, что

$$\theta(e_{гр} - e) = 1 \quad \text{при } e_{гр} > e;$$

$$\theta(e_{гр} - e) = 0 \quad \text{при } e_{гр} \leq e.$$

Несущую способность устанавливают по формуле (6) при

$$\bar{n} = \xi + \alpha' - \alpha \left[\beta \left(\frac{\xi_0}{\xi} - 1\right)\right]^{\theta(e_{гр} - e)}$$

Расчеты по предлагаемой методике позволяют легко и быстро производить проверочные расчеты, часто встречающиеся в практике проектирования, и одновременно оценивать резерв несущей способности сжатых элементов, получать более экономичные сечения в случае малых эксцентриситетов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения) — М.: Стройиздат, 1978.
2. Бурлаченко П. И. О подборе внецентренно сжатых элементов прямоугольного профиля. — Бетон и железобетон, 1982, № 8.
3. Бурлаченко П. И. Подбор арматуры элементов двутаврового профиля, внецентренно сжатых в плоскости симметрии. — Бетон и железобетон, 1984, № 6.

Прочность и трещиностойкость концевых участков преднапряженных конструкций

При расчетах преднапряженных конструкций по СНиП II-21-75 с целью достижения наибольшей трещиностойкости целесообразно назначение высокого уровня относительного обжатия бетонного сечения $\sigma_{б.н}/R_0$. Между тем указанными нормами значения $\sigma_{б.н}/R_0$ ограничиваются величиной 0,75 (0,65) из соображений недопущения продольных трещин и значительных потерь от ползучести бетона. С целью предупреждения образования и развития продольных трещин раскалывания СНиП II-21-75 предусматривает размещение на приопорных участках косвенной арматуры — сварных сеток, хомутов, спиралей и др. При этом длину размещения косвенного армирования рекомендуется принимать не менее $0,6 l_{н.н}$ и не менее 20 см, а количество указанной арматуры — не менее 2% площади продольного сечения, в пределах которой размещена данная арматура.

Продольное трещинообразование возникает при передаче усилий обжатия в пределах длины зоны передачи преднапряжения $l_{н.н}$ вследствие расклинивающего воздействия напрягаемой арматуры [1]. Косвенное армирование, ограничивающее развитие продольных трещин, в современных конструкциях приводит к значительному расходу арматуры [2].

Известно, что в типовых сериях преднапряженных конструкций используется в качестве напрягаемой арматуры классов Вр-II, К-7 и А-IIIВ — Ат-VI. При этом расчетная длина зоны передачи преднапряжения $l_{н.н}$ оказывается различной в зависимости от применяемого класса и диаметра рабочей арматуры (18—128 см). Поэтому косвенную арматуру следует размещать на различной длине ($0,6 l_{н.н}$) в зависимости от класса напрягаемой арматуры. Между тем анализ типовых серий показывает [2], что в большинстве конструкций косвенная арматура размещается во всех случаях на длине, рассчитанной для использования канатной и проволоночной арматуры (рис. 1). Также установлено, что фактические значения процента косвенного армирования в пределах участка $0,6 l_{н.н}$ в типовых решениях превосходят в среднем на 15—25% величины, рекомендуемые нормами. Поскольку в отдельных случаях косвенная арматура располагается на длине, большей, чем $0,6 l_{н.н}$, то переармирование указанных участков оказывается еще более значительным.

Многолетний опыт изготовления и испытания конструкций свидетельствует о том, что продольные трещины образуются даже при $\sigma_{б.н}/R_0 < 0,65...0,75$ и при соблюдении требований СНиП II-21-75 по назначению косвенного армирования. Поэтому при проектировании с целью снижения возможности образования продольных трещин предусматривается дополнительный перерасход арматуры.

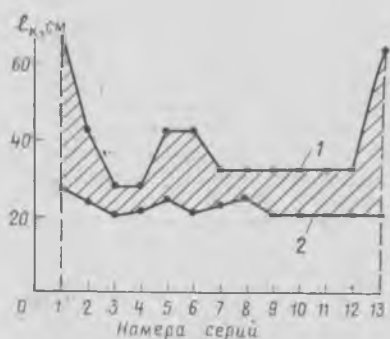


Рис. 1. Фактическая (1) и расчетная (2) длина размещения косвенной арматуры (номера серий даны в соответствии с работой [2]). Заштрихована область возможной экономии

С целью снижения расхода косвенной арматуры и оценки влияния продольных трещин на несущую способность конструкций НИИЖБ проведены экспериментально-теоретические исследования в процессе передачи усилий обжатия в преднапряженных образцах и при воздействии внешних нагрузок. При этом в опытных образцах варьировали количество косвенной арматуры концевых участков F_k , преднапряжение в арматуре σ_0 , диаметр d_n и количество F_n напрягаемой арматуры, а также форму и размеры поперечного сечения (табл. 1). Преднапряжение передавалось плавно и поэтапно гидродомкратами. Исследования проводили с использованием магнитоупругой,

ультразвуковой, тензорезистивной и других методик. После передачи усилий обжатия и выдерживания в течение не менее 28 сут опытные образцы испытывали на изгиб. Нагрузки в виде двух сосредоточенных сил через систему траверс передавали на образцы в третьих, четвертых и пятых частях пролета. Относительная длина элемента между грузом и опорой a/h_0 изменялась от 5,75 до 2,08.

Анализом установлено, что в образцах без косвенной арматуры при предаточной прочности бетона $R_0 = 28$ МПа при передаче преднапряжения $\sigma_0 = 380...418$ МПа продольные трещины не образуются [3]. Появление продольных трещин с шириной раскрытия до $a_r = 0,028$ мм, длиной до $l_r = 34...86$ мм при более высоких уровнях преднапряжения ($\sigma_0 = 418...456$ МПа) в опытных образцах без косвенной арматуры не приводило к заметному ухудшению сцепления арматуры с бетоном, так как напряжения обжатия $\sigma_{б.н}$ по длине $l_{н.н}$ не снижались (рис. 2). При этом длина зоны $l_{н.н}$ оказывалась близкой к расчетной. Раскрытие продольных трещин до $a_r > 0,028$ мм при $\sigma_0 = 456...494$ МПа снижало несущую способность сцепления арматуры с бетоном (см. рис. 2), а при $\sigma_0 > 456...494$ МПа развитие продольных трещин приводило к раскалыванию конструкций по всей длине на уровне напрягаемой арматуры. Таким образом, при $\sigma_0 = 380...418$ МПа и $R_0 = 28$ МПа в преднапряженных конструкциях можно

Таблица 1

Показатель	Поперечное сечение		
Диаметр напрягаемой арматуры d_n , мм	12—16	14	20
Преднапряжение σ_0 , МПа	До 950	До 750—950	До 750—950
Толщина защитного слоя бетона a_3 , мм	17—20	22	28—33
Уровень относительного обжатия $\sigma_{б.н}/R_0$	0,73—0,82	0,61—0,77	0,60—0,76
Количество косвенной арматуры F_k , см ²	0—3,8	0—4,5	0—11
Длина размещения косвенной арматуры l_k , мм	200	200	205—240

не предусматривать размещение косвенной арматуры.

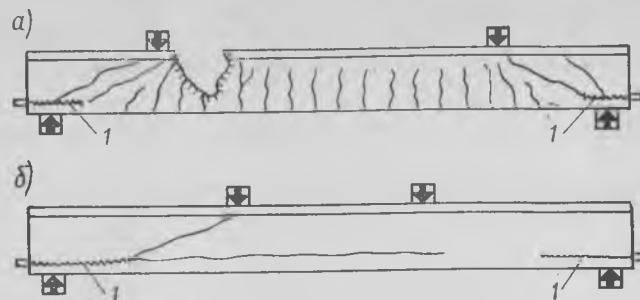
В опытных образцах с косвенной арматурой образование продольных трещин происходило при больших значениях σ_0 , чем без нее. Так, если в образцах без косвенной арматуры трещины возникают при $\sigma_0 = 418 \dots 456$ МПа, то в образцах с косвенной арматурой только при $\sigma_0 = 456 \dots 608$ МПа. Следовательно, наличие косвенной арматуры сдерживает образование продольных трещин, хотя при уровнях преднапряжения $\sigma_0 > 608$ МПа они образуются даже при $\mu_k = 4,96\%$.

При передаче усилий обжатия ($\sigma_0 > 456 \dots 608$ МПа) косвенное армирование существенно ограничивает развитие трещин по длине и ширине. В этих случаях раскрытие продольных трещин до $a_T = 0,124 \dots 0,185$ мм и развитие до $l_T = 160 \dots 240$ мм при величине преднапряжения $\sigma_0 = 750 \dots 950$ МПа не приводит к снижению несущей способности сцепления арматуры с бетоном и раскалыванию конструкций (см. рис. 2), так как при этом напряжения обжатия бетонного сечения $\sigma_{б.н}$ незначительно уменьшались на длине $(0,15 \dots 0,32)l_{п.н}$.

Изучение распилов образцов вдоль напрягаемой арматуры показало, что в указанных пределах отмечается частичное разрушение (срез) бетонных шпонок, заключенных между выступами профилировки. Поэтому при соблюдении указанных значений a_T и l_T можно допускать передачу преднапряжения $\sigma_0 \leq 950$ МПа, что позволит широко использовать стержневую арматуру различных классов.

При хранении конструкций в течение 28 сут и более трещины шириной $a_T \leq 0,124 \dots 0,185$ мм, длиной $l_T \leq 160 \dots 240$ мм не развивались. Испытания образцов

Рис. 3. Схемы разрушения опытных образцов при действии внешних нагрузок в образцах с продольными трещинами ограниченного развития и раскрытия 1 (а), в образцах с продольными трещинами значительного развития и раскрытия 2 (б)



двумя сосредоточенными грузами показали надежную прочность сцепления арматуры с бетоном вплоть до разрушения балок. Балки разрушились по нормальным сечениям от раздробления бетона сжатой зоны без продергивания арматуры на приопорных участках даже при $a/h_0 = 2,08$ (рис. 3).

Образование продольных трещин в образцах с косвенной арматурой шириной $a_T > 0,124 \dots 0,185$ мм, длиной $l_T > 160 \dots 240$ мм приводит к значительному нарушению контакта арматуры с бетоном и к существенному возрастанию длины зоны $l_{п.н}$. Чрезмерное раскрытие и развитие длины указанных трещин обусловлено недостаточным количеством косвенной арматуры. Увеличение же процента армирования μ_k до 4,96% ограничивало величину ширины a_T до 0,124...0,185 мм и длины l_T до 160...240 мм. При испытаниях конструкций с продольными трещинами шириной $a_T > 0,124 \dots 0,185$ мм, длиной $l_T > 160 \dots 240$ мм разрушение происходило до образования нормальных и наклонных трещин вследствие продергивания арматуры на приопорных участках с последующим раскалыванием конструкций вдоль напрягаемой арматуры (см. рис. 3). Продольные трещины указанного чрезмерного раскрытия при хранении конструкций имеют тенденцию к дальнейшему развитию во времени.

В качестве косвенной арматуры в опытных образцах использовали сварные сетки и П-образные хомуты, свободные концы которых приваривали в раззенкованных отверстиях закладных опорных деталей. Увеличение ширины раскрытия продольных трещин a_T вызывает возрастание напряжений σ_x в хомутах (рис. 4). Максимальные значения σ_x в наиболее растянутых стержнях при трещинах с шириной раскрытия $a_T \leq 0,124 \dots 0,185$ мм не превышают предела упругости по диаграмме напряжения — деформации арматурной стали хомутов и составляют 40—120 МПа (см. рис. 4). Наибольшие значения σ_x при трещинах с раскрытием $a_T > 0,124 \dots 0,185$ мм могут превышать предел упругости и составляют 150—200 МПа и более [$\epsilon_x > (75 \dots 150) \times 10^{-5}$] (см. рис. 4). Косвенная арматура эффективно включается в работу с этапа передачи преднапряжения, предшествующего образованию продольных трещин. Таким образом, при образовании и раскрытии продольных трещин отмечается эффективное использование прочностных характеристик косвенной арматуры, и ее применение в конструкциях с трещинами шириной $a_T \leq 0,124 \dots 0,185$ мм, длиной $l_T \leq 160 \dots 240$ мм является, очевидно, наиболее рациональным.

Проведенные исследования позволили

установить, что количество косвенной арматуры следует назначать в зависимости от величины преднапряжения σ_0 , диаметра напрягаемой арматуры d_n и передаточной прочности бетона R_0 по формуле

$$F_k = \alpha \frac{R_0^*}{R_0} \left[A + k \frac{(\sigma_0 - \sigma_0^*)}{R_0^*} d_n \right],$$

где $R_0^* = 28$ МПа; α — коэффициент, принимаемый в зависимости от числа напрягаемых стержней; A, k, σ_0^* — эмпирические коэффициенты, принимаемые в зависимости от величины преднапряжения σ_0 и диаметра напрягаемой арматуры d_n .

В случаях когда на заводах ЖБИ изготавливают конструкции с $R_0 = 28$ МПа, количество косвенной арматуры следует принимать по табл. 2. Длину участка размещения указанной арматуры l_k необходимо определять согласно СНиП II-21-75, а в качестве косвенной арматуры наиболее эффективны сварные сетки или замкнутые хомуты с шагом 35—45 мм.

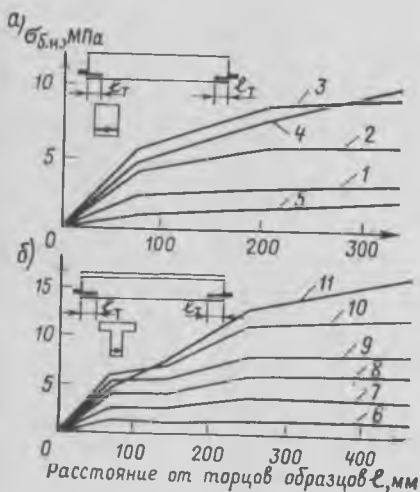


Рис. 2. Напряжения обжатия бетона $\sigma_{б.н}$ по данным магнитоупругих датчиков давления на уровне напрягаемой арматуры по длине зоны $l_{п.н}$ в образцах без косвенной арматуры (а) и с косвенной арматурой (б)

Цифры — номера этапов передачи усилий обжатия: 1, 6 — $\sigma_0 = 152$ МПа; 2, 7 — $\sigma_0 = 304$ МПа; 3, 8 — $\sigma_0 = 456$ МПа; 4 — $\sigma_0 = 494$ МПа; 5 — $\sigma_0 = 532$ МПа; 9 — $\sigma_0 = 608$ МПа; 10 — $\sigma_0 = 760$ МПа; 11 — $\sigma_0 = 950$ МПа. Значения a_T , мм/мм по этапам передачи усилий обжатия: 3 — 0,018/(118—26); 4 — 0,080/163; 5 — 0,822/455; 9 — 0,017/(104—34); 10 — 0,061/164; 11 — 0,132/234

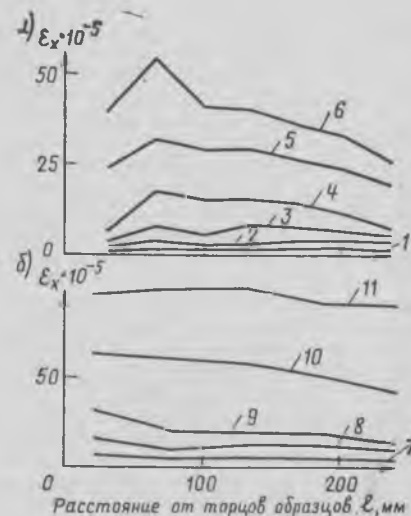


Рис. 4. Деформации ϵ_x в косвенной арматуре по данным тензорезисторов при передаче усилий обжатия при продольных трещинах ограниченного раскрытия (а) и при продольных трещинах значительного раскрытия (б). Цифры — номера этапов передачи усилий обжатия:

1 — $\sigma_0 = 152$ МПа; 2 — $\sigma_0 = 304$ МПа; 3, 7 — $\sigma_0 = 456$ МПа; 8 — $\sigma_0 = 532$ МПа; 4, 9 — $\sigma_0 = 608$ МПа; 5, 10 — $\sigma_0 = 760$ МПа; 6, 11 — $\sigma_0 = 950$ МПа. Значения a_T , мм/мм по этапам передачи усилий обжатия: 4 — 0,017/(104—34); 5 — 0,061/164; 6 — 0,132/234; 8 — 0,06/(182—18); 9 — 0,178/203; 10 — 0,452/348; 11 — 0,764/586

Класс арматурной стали	Диаметр напрягаемой арматуры, мм				
	12	14	16	18	20
A-III В	0	1,01	1,26	1,96	2,83
A-IV, Ат-IV	0,67	1,01	1,96	2,83	4,32
A-V, Ат-V	0,67	1,96	2,83	5,03	6,04
A-VI, Ат-VI	1,26	2,83	5,03	7,04	10,99

Выводы

При уровнях относительного обжатия бетона $\sigma_{б.н}/R_0 \geq 0,36...0,48$ и преднапря-

жении $\sigma_0 \geq 456...608$ МПа в конструкциях появляются продольные трещины и при значительном проценте косвенного армирования концевых участков. Наличие продольных трещин определенного раскрытия и длины ($a_r \leq 0,124...0,185$ мм, $l_r \leq 160...240$ мм) не нарушает анкеровку напрягаемой арматуры в бетоне при воздействии внешних нагрузок. Поэтому, очевидно, следует допускать в конструкциях образование продольных трещин ограниченной ширины раскрытия и длины развития.

Дифференцированное назначение количества косвенной арматуры концевых

участков преднапряженных конструкций позволит снизить ее расход в среднем на 20—30%.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Холмянский М. М. Контакт арматуры с бетоном. — М.: Стройиздат, 1981.
2. Маркаров Н. А., Шарипов Р. Ш. Пути снижения расхода косвенной арматуры в предварительно напряженных железобетонных конструкциях. — В сб. ВНИИАС: Строительство и архитектура, сер. 8. Строительные конструкции. Экспресс-информация, 1984, вып. 2.
3. Маркаров Н. А., Шарипов Р. Ш. Назначение величины предварительного напряжения в изгибаемых железобетонных элементах без косвенной арматуры. — В сб. ВНИИАС: Строительство и архитектура, сер. 8. Строительные конструкции. Экспресс-информация, 1984, вып. 10.

УДК 69.024.81

В. В. ОБРАЗЦОВ, инж., О. А. РОЧНЯК, канд. техн. наук
(Брестский инженерно-строительный ин-т);
М. Г. КОСТЮКОВСКИЙ, Р. И. РАБИНОВИЧ, кандидаты техн. наук (ЦНИИпромзданий)

Сопротивление решетчатых ригелей изгибу с поперечной силой

Известно [1], что этажерки для открытых установок предприятий нефтехимической и химической промышленности целесообразно выполнять с решетчатыми ригелями пролетом 12 м.

Одним из характерных конструктивных признаков используемых в настоящее время балочных ригелей является наличие сплошной стенки в приопорной зоне на длине не менее $2h$ от торца. В этом случае добиться требуемой прочности наклонных сечений при действии поперечных сил не представляет особых затруднений. При использовании ригелей с отверстиями в этой зоне можно разместить больше технологических коммуникаций в пределах строительной высоты перекрытий, что позволяет достичь в некоторых случаях существенной экономии.

Примером такого конструктивного решения, удовлетворяющего требованиям технологического процесса, может служить решетчатый ригель пролетом 12 м (рис. 1), разработанный ЦНИИпромзданий для этажерок нефтехимических комбинатов. Расчет ригеля выполнен как упругой статически неопределимой системы в составе поперечной рамы каркаса с жесткими узлами. Для унификации опорный момент ригеля перекрытия первого этажа двухэтажной этажерки принят таким же, как опорный момент верхнего ригеля, то есть примерно в 2 раза меньше, чем по упругому расчету. Для обеспечения развития пластических деформаций в опорных узлах предусмотрена установка арматуры из стали класса А-I с заливкой ее тинолом. Нижний пояс запроектирован с преднапряженной стержневой арматурой $8\varnothing 28$ А-IIIВ. Армирование приопорной зоны показано на рис. 2.

Были исследованы два натурных образца ригеля перекрытия первого этажа. Первый образец изготовили по первоначальному проекту и испытали в рабочем (вертикальном) положении (см. рис. 1). Загружение осуществляли поэтапно, приращение нагрузки ($\Delta P_1 = 21$ кН; $\Delta P_2 = 3$ кН) составляло $\sim 1/10$ расчетной ($P_{1\text{ расч}} = 205,5$ кН; $P_{2\text{ расч}} = 30$ кН).

Общая разрушающая нагрузка на ригель с учетом собственного веса составила 2088 кН ($P_{1\text{ разр}} = 210$ кН; $P_{2\text{ разр}} = 30$ кН). Истощение несущей способности конструкции произошло по наклонному сечению. Разрушение наступило в результате разрыва вертикальных стержней, установленных в перешейке А и пересеченных наклонной трещиной. Признаков разрушения верхнего и нижнего поясов не отмечалось. Механизм разрушения свидетельствует о балочной работе приопорной зоны решетчатого ригеля. В определенной степени он предопределен характером образования и развития трещин и, в первую очередь,

магистральной наклонной трещины. Первые трещины возникли на контуре приопорных отверстий на третьем этапе загрузки ($P_1 = 63$ кН; $P_2 = 9$ кН). Этому способствовало наличие значительных растягивающих напряжений, о чем свидетельствуют данные тензометрии натурной железобетонной конструкции. Возможность концентрации растягивающих напряжений на контуре отверстий подтверждается также результатами исследований моделей решетчатых балок методами фотоупругости [2]. Магистральная наклонная трещина практически сформировалась на восьмом этапе загрузки при нормативной нагрузке ($P_1 = 168$ кН; $P_2 = 24$ кН), пересекла стойку А (см. рис. 1) и вышла на верхнюю грань, растянутую от общего изгиба ригеля, внизу развитие трещины у преднапряженного нижнего пояса прекратилось. Ширина раскрытия магистральной наклонной трещины на данном этапе загрузки 4 мм.

Таким образом, в целом общую несущую способность ригеля предопределило сопротивление приопорной зоны. Численным анализом установлено, что оценку несущей способности наклонных сечений решетчатого ригеля по поперечной силе можно выполнить по СНиП II-21-75 и методу [3]. Исходная расчетная схема приведена на рис. 2. Принято, что поперечная сила на этом участке воспринимается бетоном нижнего пояса Q_6 и вертикальной арматурой, пересеченной наклонной трещиной Q_x , т. е. $Q = Q_6 + Q_x$.

Эпюра касательных напряжений в сжатой зоне бетона принята параболической, с максимальным значением $\tau_{\max} = 2,2R_p$, согласно критерию прочности бетона [3]. Эксперименты показали, что из верти-

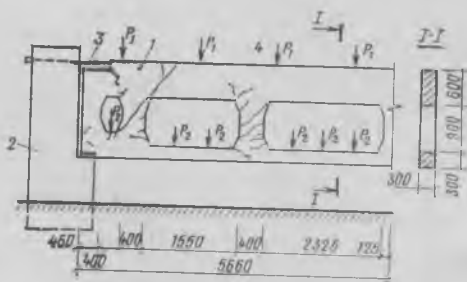


Рис. 1. Схема решетчатого ригеля и его сопряжения со стойкой
1 — ригель; 2 — стойка; 3 — стыковые стержни; 4 — силы внешнего нагружения

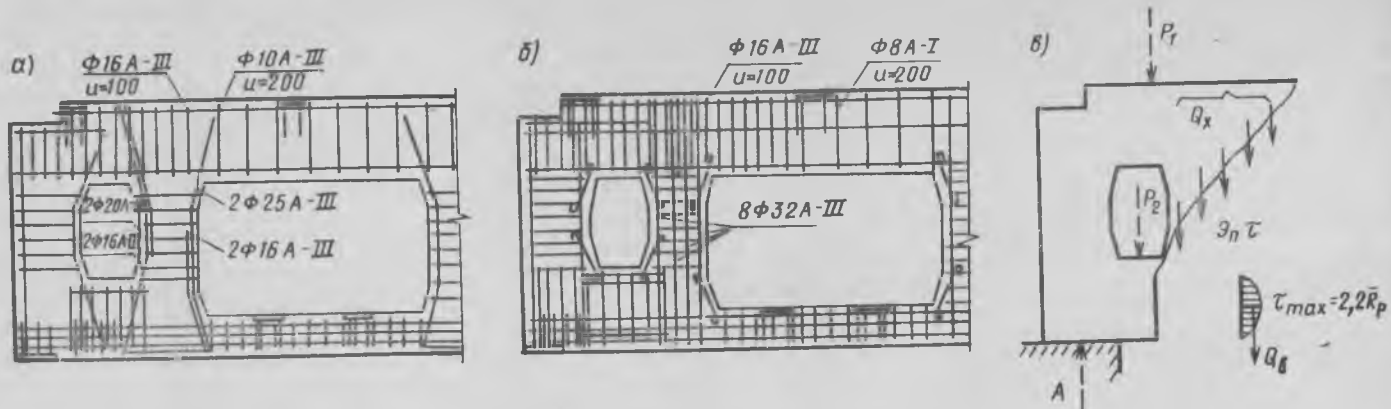


Рис. 2. Конструкция приопорной зоны опытных ригелей и ее расчетная схема
а — P_1 , б — P_{II} ; в — расчетная схема наклонного сечения

кальной арматуры, установленной в перешейке А, работает на поперечную силу только арматура $\varnothing 25A-III$. Стержни, оборванные в пределах этой стойки ($\varnothing 16A-III$ и $\varnothing 20A-III$), в работу не включаются.

При фактических значениях сопротивления бетона ($R=52$ МПа; $R_{np}=42,2$ МПа; $R_p=2,21$ МПа), и арматуры ($\varnothing 25$ мм А-III, $\sigma_t=430$ МПа; $\varnothing 28A-III$, $\sigma_t=416,2$ МПа; А-1, $\sigma_t=286$ МПа), примененных для первого ригеля P_I , расчетная несущая способность по поперечной силе $Q_{расч}=Q_b+Q_x=1156$ кН. Эта величина практически мало отличается от опытной разрушающей поперечной силы $Q_{разр}=1044$ кН.

На основе результатов испытаний первого ригеля изготовили второй опытный образец P_{II} . Армирование стоек и опорной зоны скорректировано в соответствии с рис. 2, количество арматуры уточнено расчетом на предельную ширину раскрытия ($0,15$ мм) магистральной наклонной трещины в соответствии с нормами, при этом был учтен характер ее образования и развития, зафиксированный при испытании ригеля P_I .

Расчеты, в том числе по зависимости [1], выполнены с учетом реальных прочностных характеристик бетона ($R=$

$=44,9$ МПа, $R_{np}=35,6$ МПа; $R_p=2,07$ МПа) и арматуры ($\varnothing 16A-III$, $\sigma_t=477,4$ МПа; $\varnothing 32A-III$, $\sigma_t=433,5$ МПа). Другие технические характеристики ригеля P_{II} , в том числе количество рабочей арматуры в нижнем поясе и степень ее преднапряжения, были идентичными ригелю P_I .

Испытаниями ригеля P_{II} , выполненными по данной методике, установлено, что магистральная наклонная трещина формировалась на четвертом этапе загрузки ($P_1=84$ кН; $P_2=12$ кН), механизм ее образования не изменился. Большое количество арматуры, пересекающее наклонной трещиной, уменьшило ширину ее раскрытия при нормативной нагрузке $a_t=0,15$ мм. Величина балочной поперечной силы, соответствующая разрушению, $Q_{разр}=1478$ кН (P_1 разр $=304,5$ кН; P_2 разр $=43,5$ кН).

В целом определенная экспериментально несущая способность ригеля P_{II} с учетом ГОСТ 8829—78 соответствовала требуемым данным.

Выводы

Общую несущую способность решетчатых ригелей с ослабленной отверстием приопорной зоной можно определять сопротивлением этой зоны действию поперечных сил.

Расчет прочности подобных конструкций по поперечной силе рекомендуется производить, используя нормы и критерии прочности бетона по работе [3], с учетом невыгоднейшего положения наклонной трещины. Если наклонная трещина пересекает перешеек А, продольную арматуру следует учитывать при расчете на поперечную силу. Испытания показали, что характер наклонной трещины в опорной зоне решетчатого ригеля рассмотренного типа такой же, как в сплошностенчатых балках.

Ширину раскрытия наклонных трещин можно определять по СНиП II-21-75.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Коган Э. И., Рабинович Р. И. Компоновочные решения производств с открыто расположенным оборудованием. — В кн.: Вопросы проектирования предприятий химической, нефтехимической промышленности и промышленности минеральных удобрений. — М.: ЦНИИПромзданий, 1983.
2. Бабков В., Сухарев Ю. Н., Мартынов Б. Я. Исследование работы балки с осевым рядом поперечных отверстий на совместное действие изгибающего момента и поперечной силы. — В сб. трудов НИИромострой, вып. X. — М.: Стройиздат, 1971.
3. Залесов А. С. Сопротивление железобетонных элементов действию поперечных сил. Теория и новые методы расчета прочности. — Автореф. дис. на соиск. учен. степени д-ра техн. наук. — М., 1979.

На ВДНХ СССР

Устройство полов методом вибровакуумирования

В настоящее время при устройстве бетонных монолитных полов широко используют прогрессивный метод вибровакуумирования, который повышает прочность, износостойкость и качество обработки поверхности полов. Такие полы отвечают современным требованиям, предъявляемым по плотности, бесшовности, способности воспринимать значительные механические воздействия.

Сущность метода заключается в удалении излишков воды (до 30%) из бетона для того, чтобы обеспечить более быстрое уплотнение и набор прочности

бетона. Это позволяет использовать более пластичные, удобоукладываемые бетонные смеси с $O. K.=8-10$ см. Смесь уплотняют и разравнивают вибробалкой, затем из толщи бетона с помощью вакуумного агрегата и отсасывающего мата удаляют избыточную воду. Это делает бетон жестким и достаточно прочным для окончательной обработки поверхности заглаживающей машиной. Исключается технологический перерыв между устройством бетонного подстилающего слоя и покрытия.

В комплект оборудования для устройства таких полов входят: вибрирующая балка, вакуумный агрегат, отсасывающий мат, шлифовальная машина.

Трестом Мосоргпромстрой составлена оперативно-технологическая карта на устройство полов методом вакуумирования (оборудование Киевортгестрой). В ней предусмотрены следующие операции: установка направляющих, подача и распределение бетонной смеси, уплотнение

смеси вибробалкой, вакуумная обработка смеси, обработка поверхности пола затирочной машиной, окончательная отделка поверхности пола шлифовальной машиной.

Бетонную смесь следует подавать бетононасосами по бетоноводам. Уплотняют ее вибробалкой три бетонщика. Вакуумную обработку осуществляют через отсасывающий мат, соединенный шлангом с вакуумным агрегатом. Продолжительность вакуумирования составляет ~ 1 мин на 1 см толщины пола. Затирку поверхности пола можно производить сразу же после вакуумной обработки, шлифовку — спустя 3—4 ч после затирки.

Затраты труда на 1 м² пола составляют 0,25 чел.-ч, а сменная выработка одного рабочего — 25,7 м².

С запросами обращаться по адресу: 125040, Москва, Ленинградский пр., 26. Трест Мосоргпромстрой.

К построению условия прочности бетонов при неодноосных напряженных состояниях

В отечественной и зарубежной литературе рассматривались способы построения трехинвариантных критериев прочности [1, 2], учитывающих специфику свойств бетона, однако проблема требует дальнейших исследований. Представляет интерес направление, не исходящее из задания вида поверхности прочности или ее девиаторных кривых, а позволяющее получать их в результате моделирования особенностей поведения бетона на более низких ступенях. Необходимо также построение условия прочности, пригодного для бетона с плотной и пористой структурой, и исследование связей σ — ϵ .

Рассмотрим решение этих вопросов на основании модификации физических соотношений [3]. Обозначим R_0 — предел прочности бетона при одноосном сжатии; R_p , $R_{p(2)}$ — то же, при одноосном и двухосном равномерном растяжении; σ_1 , σ_2 , σ_3 — главные напряжения. В расчетах $R_c = R_{p(2)}$.

Введем относительные главные напряжения и характеристики $\bar{\sigma}_k = -\sigma_k / R_c$ ($k=1, 2, 3$); $\bar{\delta}_1 = R_p / R_c$; $\bar{\delta}_{p(2)} = R_{p(2)} / R_c$.

Растягивающие напряжения приняты за положительные, а их относительные величины являются отрицательными.

Условие прочности представим в виде

$$F(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_3, \mu_\sigma, r_i) = 0, \quad (1)$$

где μ_σ — параметр Лоде — Надаи; r_i — характеристики сопротивления материала.

Исследуем критерий прочности в области напряжений $\sigma_3 \geq \sigma_2 \geq \sigma_1$ (или $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$).

В качестве исходных примем модифицированные условия [3]:

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_3 &= k_c + \beta_n \bar{\sigma}_1; \\ \beta_n &= \frac{1 + a - a m}{b + (f - b) m}; \\ m &= \frac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\delta}_p}{\bar{\sigma}_3 + \bar{\delta}_p} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

где k_c — функция μ_σ , учитывающая влияние среднего напряжения на прочность (устанавливается на основании экспериментальных данных при двухосном сжатии); a , b , f — коэффициенты материала; β_n — функция влияния на прочность бокового сжатия или растяжения; $\bar{\delta}_p$ — функция μ_σ , позволяющая распространить β_n на область растягивающих напряжений (устанавливается экспериментально при одноосном или двухосном растяжении).

Обозначим $s = \bar{\sigma}_3 / \bar{\sigma}_1$; $n = a/b$ (соглас-

но [3] $a \leq b$, поэтому $n \leq 1$). Выражения (2) позволяют удовлетворительно описывать изменение прочности бетона в области растяжения, если при $s=0$ или $s=1$ выполняется условие $\bar{\sigma}_1 + \bar{\delta}_p = 0$ ($m=0$). Полагая в (2) $m=0$, находим

$$b = \frac{\bar{\delta}_p}{k_c + s \bar{\delta}_p - n \bar{\delta}_p}, \quad (3)$$

причем b является аналогом известной в теориях прочности характеристики R_p / R_c . Коэффициент a (или n) позволяет дифференцированно подойти к учету влияния на прочность более тонких структурных особенностей различных бетонов. Анализ экспериментов свидетельствует о том, что для тяжелых бетонов $n \approx 1 \dots (-1)$, а для мелкозернистых $n \approx (-1) \dots (-3)$.

Подставляя выражение β_n в зависимость (1), получим условие прочности

$$\begin{aligned} a \bar{\sigma}_1^2 + b \bar{\sigma}_3^2 - \bar{\sigma}_1 [k_c (f - b) + \bar{\delta}_p] - \\ - \bar{\sigma}_3 (k_c b - f \bar{\delta}_p) - \\ - \bar{\sigma}_1 \bar{\sigma}_3 (a + b + 1 - f) - k_c f \bar{\delta}_p = 0. \end{aligned} \quad (4)$$

Для трехосного равномерного напряжения ($\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_3 = \bar{\sigma}$).

$$\bar{\sigma}^2 (f - 1) - \bar{\sigma} [k_c f - \bar{\delta}_p (f - 1)] - k_c f \bar{\delta}_p = 0. \quad (5)$$

При $f=1$ уравнение (5) имеет единственное решение $\bar{\sigma} = -\bar{\delta}_p$ в области растягивающих напряжений. В этом случае всестороннее сжатие не приводит к разрушению (критерий является разомкнутым). Такими свойствами обычно наделяются условия, соответствующие тяжелым (плотным) бетонам. При $f \neq 1$ уравнение (5) имеет два решения: $\bar{\sigma} = -\bar{\delta}_p$ и $\bar{\sigma} = k_c / (f - 1)$ в области растягивающих и сжимающих напряжений, что согласуется с данными для бетонов на пористых заполнителях. Полагая $\bar{\sigma} = R_{c(3)} / R_c$, где $R_{c(3)}$ — предел прочности пористого бетона при трехосном равномерном сжатии, из второго решения ($f \neq 1$) находим

$$f = \frac{R_{c(3)}}{R_{c(3)} - k_c R_c}. \quad (6)$$

Значения k_c и $\bar{\delta}_p$ будем связывать с коэффициентом Лоде — Надаи

$$\mu_\sigma = \frac{2 \sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}. \quad (7)$$

В случае двухосного сжатия ($\sigma_1=0$) и

двухосного растяжения ($\sigma_3=0$) из формулы (7)

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_2}{\sigma_3} &= \frac{1 - \mu_\sigma}{2}; \\ \frac{\sigma_2}{\sigma_1} &= \frac{1 + \mu_\sigma}{2} \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

Полагая в (2) $\bar{\sigma}_1=0$, получаем частное условие прочности $\bar{\sigma}_3 - k_c = 0$ для двухосного сжатия (k_c — экспериментальная кривая, зависящая от отношений σ_2/σ_3 или μ_σ).

Учитывая (8), результаты известных экспериментов можно описать универсальной зависимостью [3]

$$\begin{aligned} k_c &= k_c(\mu_\sigma) = 1 + \varphi_R = \\ &= 1 + \varphi_R(e) \times \\ &\times \left\{ 1 - \left[\frac{(1 - c)(1 - \mu_\sigma - 2e)}{2e + c(1 - \mu_\sigma - 2e)} \right]^2 \right\}, \end{aligned} \quad (9)$$

где φ_R — приращение прочности бетона при двухосном сжатии по отношению к одноосному ($\varphi_R(e)$ — максимальное приращение); e , c — параметры: e определяет положение максимума k_c ($0 < e < 1$);

$$c = \frac{1 - e - de}{1 - e + d - de};$$

$$d = \sqrt{\frac{\varphi_R(-1)}{1 - \varphi_R(e)}};$$

$\varphi_R(-1)$ — значение φ_R в точке двухосного равномерного сжатия. Для тяжелых бетонов;

$$\varphi_R(e) \approx 3 \bar{\delta}_{p(1)} (1 - \bar{\delta}_{p(1)});$$

$$e \approx 0,3 + \frac{R_c}{R_{c(0)}};$$

$$\frac{\varphi_R(-1)}{\varphi_R(e)} \approx 0,5; R_{c(0)} \approx 200 \text{ МПа}.$$

Обычно $\varphi_R(-1) > 0$, что соответствует увеличению прочности при двухосном равномерном сжатии, однако представленные зависимости позволяют описать и случай $\varphi_R(-1) \leq 0$.

Формула (9) остается справедливой для любых напряженных состояний, однако μ_σ следует определять по (7).

При двухосном растяжении ($\bar{\sigma}_3=0$ или $s=0$) условие прочности (5) с учетом (3) преобразуется к виду $\bar{\sigma}_1 + \bar{\delta}_p = 0$, где $\bar{\delta}_p$ — экспериментальная кривая, за

висящая от отношений σ_2/σ_1 или, на основании (8), от μ_σ . Эту кривую можно описать зависимостью (9), предварительно изменив параметры e и c , или принять

$$\delta_p = \delta_{p(2)} + (\delta_{p(1)} - \delta_{p(2)}) \times \left[1 - \frac{(\mu_\sigma - \mu_p)(\mu_\sigma + p)}{(1 - \mu_\sigma)(1 + p)} \right], \quad (10)$$

где

$$p = 0; \delta_{p(2)} \approx \delta_{p(1)}(1 - \delta_{p(1)});$$

$$\mu_\sigma = \frac{2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3 + \Delta}{\sigma_1 - \sigma_3 + \Delta};$$

μ_p — значение μ_σ , соответствующее одноосному растяжению ($\sigma_2 = \sigma_3 = 0$; $\sigma_1 = R_p$).

Введение $\Delta = \Delta(R_p)$ позволяет замыкать поверхность прочности для трехосного равномерного растяжения на минимальном значении δ_p ($\delta_p \approx \delta_{p(2)}$), поскольку при $\sigma_1 = \sigma_2$, $\sigma_3 = 0$ и $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$, $\mu_\sigma = 1$ (в работе принято $\Delta = 0,25R_p$).

Если $p = 2$, $\delta_{p(2)} = 0,81 \delta_{p(1)}$ ($p = -0,95$; $\delta_{p(2)} = 0,99 \delta_{p(1)}$), то δ_p в формуле (10) соответствует нижней (верхней) границе прочности.

Вместо соотношения (10) в некоторых случаях можно использовать $\delta_p = \delta_{p(1)} = \text{const}$; $s = 1$. Тогда условие (4) приводит к практически одинаковым пределам прочности бетона для всех видов многоосных растяжений (они различаются не более чем на 0,5%).

Таким образом, установлены все компоненты условия прочности (4).

Пределы прочности $\tilde{\sigma}_1$ (в области растягивающих и смешанных напряженных состояний) или $\tilde{\sigma}_3$ (в области сжимающих напряжений) находят из решения квадратного уравнения (4), фиксируя

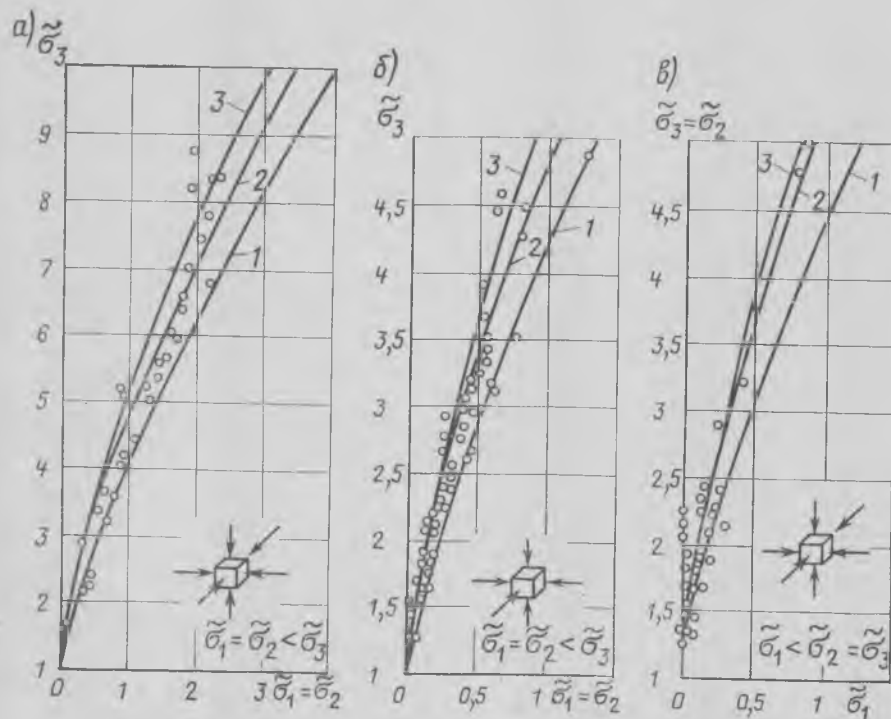


Рис. 2. Графики прочности бетонов для трехосного сжатия $\tilde{\sigma}_3 > \tilde{\sigma}_1 = \tilde{\sigma}_2$ (а, б); $\tilde{\sigma}_3 = \tilde{\sigma}_2 > \tilde{\sigma}_1$ (в) и данные опытов (О) с тяжелым бетоном при $R_c = 7...68$ МПа: 1 — теоретические значения для тяжелого бетона ($R_c = 10$ МПа; $n = 1$); 2 — то же, при $R_c = 50$ МПа; $n = 0$; 3 — то же, при $R_c = 50$ МПа; $n = 1$

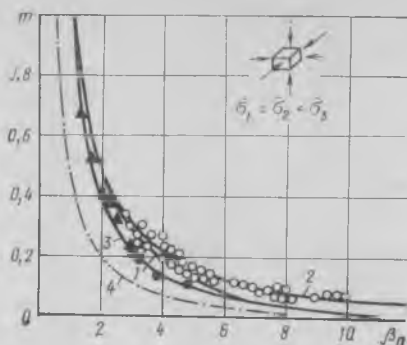


Рис. 3. Графики функции β_p для трехосного сжатия $\tilde{\sigma}_1 > \tilde{\sigma}_1 = \tilde{\sigma}_2$ и данные опытов: 1 — теоретические значения для тяжелого бетона ($R_c = 10$ МПа; $n = 1$; $\delta_{p(1)} = 0,12$); 2 — то же ($R_c = 50$ МПа; $\delta_{p(1)} = 0,06$; $n = 1$); 3 — для мелкозернистого бетона ($R_c = 35,4$ МПа; $\delta_{p(1)} = 0,089$; $n = 3$); 4 — для условного пористого бетона ($R_c = 10$ МПа; $\delta_{p(1)} = 0,12$; $f = 2$); О — опытные данные для тяжелого бетона ($R_c \approx 5...60$ МПа); ● — для цементного камня и песчаного бетона ($R_c = 12,7$; 27; 35,4 МПа)

$\tilde{\sigma}_3$ или $\tilde{\sigma}_1$. Принимают больший корень уравнения. Отметим, что $\tilde{\sigma}_3$ удобно вычислять также по формуле (2), используя β_p .

Экспериментальные исследования различных авторов показывают, что боковое обжатие бетонного элемента двумя равными главными напряжениями ($\tilde{\sigma}_1 = \tilde{\sigma}_2$) заметно повышает предел прочности ($\tilde{\sigma}_3$) сжатию по третьему направлению [2—4]. Однако неясно было, как меняется повышение прочности с увеличением боковых напряжений. Графики

β_p (коэффициента эффективности бокового обжатия) дают об этом наглядное представление (рис. 1); β_p зависит в основном от уровня m и в некоторой степени от характеристик материала (m вычисляют по формуле (2), в области сжатия $m \rightarrow \sigma_1/\sigma_3$). По мере увеличения m ($0 \leq m \leq 1$) β_p снижается на порядок ($\beta_p \rightarrow 1$). Для пористых бетонов боковое обжатие менее эффективно, чем для плотных.

Анализ результатов экспериментов, описанных в [2—5], позволяет сделать вывод об удовлетворительном совпадении экспериментальных и теоретических данных в различных областях многоосного напряженного состояния (рис. 2, 3).

Условие (4) можно представить через средние нормальные ($\tilde{\sigma}_0$) и касательные ($\tilde{\tau}_0$) напряжения на октаэдрической площадке или их относительные величины $\tilde{\sigma}_0 = -\sigma_0/R_c$; $\tilde{\tau}_0 = \tau_0/R_c$. Внося в (4) известные из теории упругости значения напряжений

$$\tilde{\sigma}_{1,3} = \tilde{\sigma}_0 \mp \frac{3 \mp \mu_\sigma}{\sqrt{2(3 + \mu_\sigma^2)}} \tilde{\tau}_0,$$

(знак минус соответствует $\tilde{\sigma}_1$, плюс — $\tilde{\sigma}_3$), записанные в безразмерном виде, находим:

$$\begin{aligned} & \frac{\tilde{\tau}_0^2}{2(3 + \mu_\sigma^2)} [6b(3 + \mu_\sigma) + \\ & + 6a(3 - \mu_\sigma) - 9(f - 1) + \\ & + \mu_\sigma^2(f - 1)] + \\ & + \frac{\tilde{\tau}_0}{\sqrt{2(3 + \mu_\sigma^2)}} [k_c(3f - 6b - f\mu_\sigma) + \\ & + 3\delta_p(f + 1) + \delta_p\mu_\sigma(f - 1)] + \\ & + \frac{2\tilde{\tau}_0\tilde{\sigma}_0}{\sqrt{2(3 + \mu_\sigma^2)}} [3(b - a) + \\ & + \mu_\sigma(f - 1)] - \\ & - \tilde{\sigma}_0[k_c f - \delta_p(f - 1)] + \\ & + \tilde{\sigma}_0^2(f - 1) - k_c f \delta_p = 0. \quad (11) \end{aligned}$$

Зависимость μ_σ в этом случае также преобразуется:

$$\mu_\sigma = \frac{\mu_\sigma + \Phi \tilde{\tau}_0^{-1}}{1 + \Phi \tilde{\tau}_0^{-1}}, \quad (12)$$

$$\text{где } \Phi = \frac{\tilde{\Delta} \sqrt{3 + \mu_\sigma^2}}{3 \sqrt{2}}; \tilde{\Delta} = \frac{\Delta}{R_c}.$$

При использовании μ_σ решение уравнений (11) и (12) ищут последовательными приближениями, например, вначале заменяя μ_σ^* на μ_σ .

Поверхности прочности, описываемые условием (11), являются функциями трех инвариантов: $\mu_\sigma = J_{\sigma 1}/J_3$; $\tau_0 = (2J_{D2}/J_3)^{1/2}$ и $\mu_\sigma = f(J_{D2}, J_{D3})$ ($J_{\sigma 1}$ — первый инвариант тензора напряжений, J_{D2} и J_{D3} — второй и третий инварианты девятатора напряжений).

Фиксируя значения $\tilde{\sigma}_0$, можно по уравнению (11) определять $\tilde{\tau}_0$ при $-1 \leq$

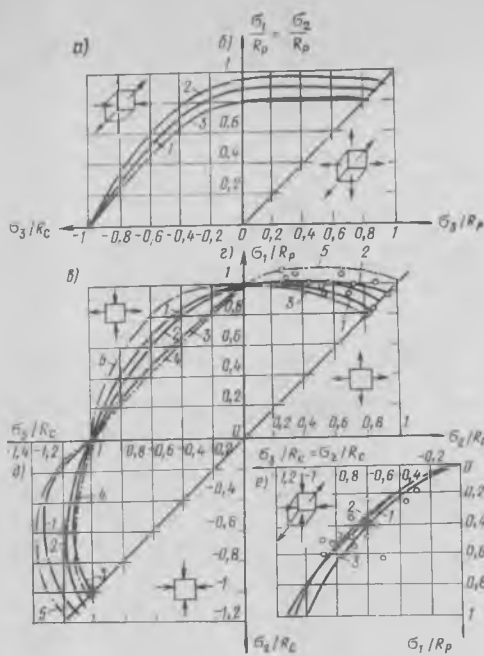


Рис. 1. Графики и опытные данные
а — двухосное однородное растяжение со сжатием по третьему направлению; б — трехосное растяжение ($\sigma_1 = \sigma_2$); в — растяжение со сжатием ($\sigma_2 = 0$); г — двухосное растяжение ($\sigma_3 = 0$); д — двухосное сжатие ($\sigma_1 = 0$); е — двухосное однородное сжатие с растяжением по третьему направлению; 1 — теоретические данные при $R_c = 10$ МПа; $\delta_{p(1)} = 0,12$; 2 — то же, при $R_c = 50$ МПа; $\delta_{p(1)} = 0,06$; 3 — нижняя граница при задании нижних значений k_c и δ_p ; 4, 5 — верхняя и нижняя границы достоверных опытных значений по работе [5]; О — опытные данные [4]

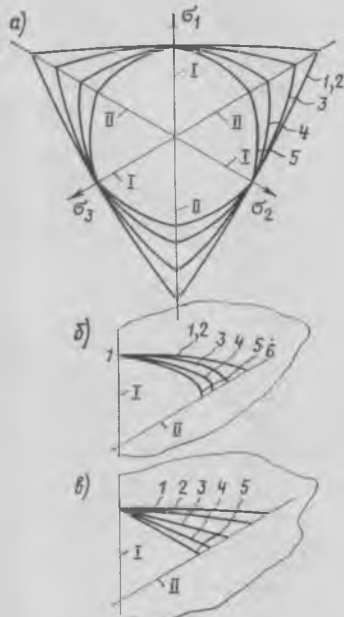


Рис. 4. Девиаторные кривые в координатах τ_0/τ_0 при $\mu_\sigma = -1$, соответствующие различным уровням σ_0
а — тяжелый бетон ($R_c = 50$ МПа); б — то же, при $R_c = 10$ МПа; в — условный бетон ($\delta_{p(1)} = \delta_{p(2)}$; $k_c = 1$);
1 — $\sigma_0 = -0,02$; 2 — $\sigma_0 = 0,25$; 3 — $\sigma_0 = 1,5$; 4 — $\sigma_0 = 10$; 5 — $\sigma_0 = 10^4$
I — $\mu_\sigma = -1$; II — $\mu_\sigma = +1$

$\leq \mu_\sigma \leq 1$. Полученные таким образом кривые $\tau_0 - \mu_\sigma$ являются следами поверхности прочности на сечении ее девиаторной плоскостью (равнонаклоненной к осям $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$). Условие (11) описывает $1/6$ часть девиаторной кривой, остальные находят из условий симметрии.

Девиаторные фигуры не являются афиноподобными, а изменяются (по мере увеличения σ_0) от линейного или криволинейного треугольника до шестиугольника или окружности (рис. 4). Их трансформация зависит также от вида бетона, например, для низкопрочных бетонов они могут трансформироваться в некоторые выпуклые лепестковые фигуры, отличающиеся, однако, от известной двенадцатилепестковой фигуры Хилла. Таким образом, общие условия прочности не должны строиться по принципу афиноподобия девиаторных кривых, как это фактически принимается некоторыми авторами.

Напряжения, входящие в условие (4), следует принимать из расчета конструкции с учетом неупругих свойств бетона. Расчет рекомендуется выполнять с использованием соотношений ортотропной модели [3]:

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_1 \\ \epsilon_2 \\ \epsilon_3 \end{Bmatrix} = \frac{1}{E_b \nu_c} \begin{bmatrix} \nu_{p1}^{-1} - \nu_{\pi 12} - \nu_{\pi 13} \\ -\nu_{\pi 12} & \nu_{p2}^{-1} - \nu_{\pi 23} \\ -\nu_{\pi 13} - \nu_{\pi 23} & \nu_{p3}^{-1} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \end{Bmatrix}, \quad (13)$$

или

$$\{\epsilon\} = (E_b \nu_c)^{-1} [C] \{\sigma\},$$

где $\{\epsilon\} = \{\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3\}^T$ — вектор-столбец главных относительных деформаций (т — знак транспонирования); ν_c — коэффициент изменения секущего модуля сжимающими напряжениями; ν_{pj} ($j = 1, 2,$

3) — то же, растягивающими напряжениями (для направлений сжатия $\nu_{pj} = 1$ при всестороннем растяжении $\nu_c = 1$); $\nu_{\pi i}$ ($i = 12, 13, 23$) — коэффициенты поперечной деформации (увеличиваются только при уменьшении ν_c). Указанные элементы матрицы $[C]$ вычисляются в функции от главных напряжений $\{\sigma\}$ или частей главных деформаций $\{\epsilon_d\} = \{\epsilon_{1d}, \epsilon_{2d}, \epsilon_{3d}\}^T$, соответствующих главной диагонали:

$$\epsilon_{jd} = \frac{\sigma_j}{E_b \nu_c \nu_{pj}} \quad (j = 1, 2, 3).$$

Преобразуя (13)

$$\{\epsilon\} = \{\epsilon_d\} + (E_b \nu_c)^{-1} [C_0] \{\sigma\} = \{\epsilon_d\} + [C_0] [C]^{-1} \{\epsilon\},$$

находим

$$\{\epsilon_d\} = ([J] - [C_0] [C]^{-1}) \{\epsilon\},$$

где $[J]$ — единичная матрица; матрицу $[C_0]$ получают, полагая в $[C]$ равными нулю все элементы на главной диагонали ($\nu_{pj}^{-1} = 0$).

Диаграммы $\sigma_j - \epsilon_{jd}$ подобны (при определенной корректировке) аналогичным диаграммам, соответствующим одноосному сжатию или растяжению.

Предложенные условия можно использовать при расчете плоскостных и массивных железобетонных конструкций.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Филоненко-Бородич М. М. Механические теории прочности. — М.: Изд-во МГУ, 1961.
2. Гениев Г. А., Киссюк В. Н., Тюпин Г. А. Теория пластичности бетона и железобетона. — М.: Стройиздат, 1974.
3. Карпенко Н. И. Об одной характерной функции прочности бетона при трехосном сжатии. — Строительная механика и расчет сооружений, 1982, № 2.
4. Hannant D. J. Nomograms for the failure of plain concrete subjected to short-term, multiaxial stresses. — The structural Engineer, 1974, № 5.
5. Ноткуе А. Н., Кудзис А. П. О надежности результатов двухосных испытаний бетона. — В сб. трудов вузов ЛитССР: Железобетонные конструкции. — Вильнюс, 1979.

УДК 624.012.45.046

А. А. ГВОЗДЕВ, А. С. ЗАЛЕСОВ, доктора техн. наук (НИИЖБ)

Новая трактовка расчета прочности наклонных сечений в СНиП 2.03.01—84

В работе [1] в сопротивление поперечной силе введена, помимо проекции на нормаль к оси балки усилий в пересекающей наклонную трещину поперечной арматуре, еще и поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны над косой трещиной. В простейшем случае, когда поперечная сила на некотором участке длины элемента постоянна, а поперечная арматура состоит из вертикальных, равномерно распределенных хомутов, условие прочности выражалось неравенством

$$Q \leq q_{sw} c + \frac{B}{c}, \quad (1)$$

где q_{sw} — предельное усилие в хомутах, отнесенное к единице длины балки; c — проекция на ось балки наклонного сечения, совпадающего с опасной трещиной; B — константа (например $2R_b h_0^2$).

Первое слагаемое в правой части условия (1) возрастает с ростом c , а второе убывает. Следует поэтому опреде-

лить такое значение $c_0 = c$, при котором правая часть (1) имеет минимум.

Подстановка $c_0 = \sqrt{\frac{B}{q_{sw}}}$ в (1) приводит к равенству каждого из слагаемых $\sqrt{Bq_{sw}}$ и к условию прочности

$$Q \leq 2 \sqrt{Bq_{sw}}. \quad (2)$$

Если, однако, найденная величина c_0 превышает расстояние a от опоры балки до груза, а поэтому нереальна, то опасным оказывается значение $c = a$, а условие (1) принимает вид

$$Q \leq q_{sw} a + \frac{B}{a}. \quad (3)$$

причем вклад поперечной арматуры оказывается меньше, чем сжатой зоны бетона.

Зависимость (3) оправдана при отсутствии поперечной арматуры, например для определения максимальных расстояний между хомутами или между соседними отгибами. Зависимость (2) оправдана при небольших значениях c_0 . Однако при $c_0 > 2h_0$ отмечались случаи, когда фактическое сопротивление условием (2) переоценивалось. В СНиП II-21-75 в связи с этим было введено требование, устанавливающее минимально допустимую величину q_{sw} , в силу которого c_0 не могло превышать $2h_0$. И все же случаи переоценки несущей способности условием (2) существовали. Особенно показательны данные экспериментов, освещенные в работах [2, 3]. Испытали несколько пар балок одинакового поперечного сечения и армирования, отличавшихся друг от друга тем, что один из элементов каждой пары представлял собой консольную балку с кососимметричной эпюрой моментов и нулевой моментной точкой посередине, тогда как другим элементом той же пары служила однопролетная балка, нагруженная одним сосредоточенным грузом (рис. 1). Характер эпюр моментов на

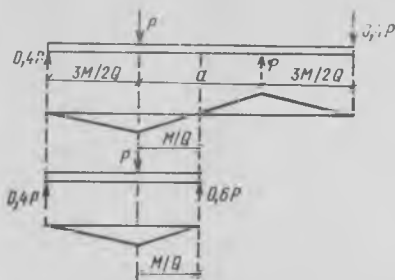


Рис. 1. Схема испытания консольных и обычных балок

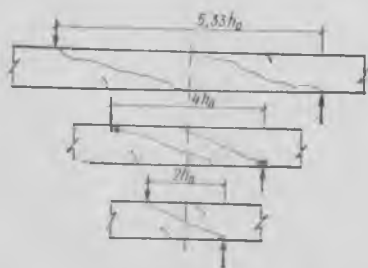


Рис. 2. Формы разрушения на участке с двузначной эпюрой M .

Таблица 1

M/Qh_0	Опытные поперечные силы	Отношение поперечных сил
2,67	1,47/1,65*	0,89
2,00	1,66/1,95	0,85
1,33	2,08/2,23	0,93
1,33	2,08/2,33	0,90
1,00	2,17/2,84	0,77

* Перед чертой — консольные, после черты — однопролетные балки.

Таблица 2

a/h_0	Значение поперечных сил для консольных балок	
	опытные	теоретические
5,33	1,63	2,53/1,63*
4,00	1,30	2,65/1,82
2,67	1,70	2,36/1,90
2,67	1,61	
2,00	2,11	2,55/2,02
2,00	2,04	2,65/2,32
1,33	2,08	
	2,23	
	2,12	
	2,47	2,43/2,43

* Перед чертой — по СНиП II-21-75, после черты — по СНиП 2.03.01—84.

однопролетной балке и на каждой половине консольной был, с точностью до знака, идентичен. Наибольшие поперечные силы возникали на среднем участке консольной балки и соответствующей части однопролетной. В разных парах балок отношение M/Q на этом участке составляло 2,67 h_0 , 2 h_0 , 1,33 h_0 и менее. Учитывая одинаковые сечения, а также одинаковый характер эпюр моментов и поперечных сил, можно было бы ожидать, что разрушающие силы для консольных и однопролетных балок также будут одинаковы. Опыт, однако, показал, что балки с двузначной эпюрой моментов (консольные) разрушились при меньшей нагрузке, чем балки с эпюрой одного знака. Различие было не так велико, но систематично. В табл. 1 приведены средние значения разрушающих поперечных сил, отнесенные к $R_{tb}h_0$, а также отношения прочности консольных балок к однопролетным.

О различии поведения балок обоих типов свидетельствует и характер их разрушения (рис. 2). Если в наиболее длинных балках наклонные трещины образовывались независимо в каждой половине среднего участка, как в соответствующих им однопролетных балках, то в более коротких консольных балках наклонные трещины заходят уже за нулевую моментную точку на участок с моментом обратного знака, а в еще более коротких балках образуется одна наклонная трещина от активной внешней силы на левой половине к реактивной силе на правой. Характер работы центральной части балки с двузначной эпюрой изгибающих моментов при этом коренным образом меняется — по обеим сторонам вдоль наклонной трещины образуется сжатый подкос, тогда как в верхней и нижней арматуре действуют растягивающие усилия а сцепление продольной армату-

ры с бетоном на этом участке нарушается. Вклад поперечной арматуры в сопротивление поперечным силам в обоих типах балок каждой пары мало отличается друг от друга. На ухудшение сопротивления поперечным силам балок с двузначной эпюрой моментов влияет, видимо, отсутствие опорной реакции в нулевой точке моментов. В балках с однозначной эпюрой опорная реакция создает на горизонтальных площадках сжимающие напряжения, препятствующие распространению наклонной трещины за опору.

Для балок, о которых идет речь, $c_0 = 1,5 h_0$, а предельная поперечная сила $\approx 2,5 R_{tb}h_0$. Фактически разрушающая поперечная сила, как видно из табл. 2, существенно уменьшается с возрастанием расстояния a между грузом и опорой.

Поскольку на сопротивление поперечной арматуры a в данных опытах не оказала заметного влияния, были сделаны расчеты, в которых снижение сопротивления действию поперечной силы было целиком отнесено за счет слагаемого, представляющего сопротивление сжатой зоны бетона. Предельную поперечную силу подсчитывали по формуле

$$Q = q_{sw} c_0 + \frac{B}{a} = \sqrt{Bq_{sw}} \frac{B}{a}. \quad (4)$$

Формулу (4) и соответствующее ей условие прочности, выраженное неравенством и введенное в СНиП 2.03.01—84, можно интерпретировать следующим образом. Первое слагаемое, которое вводили ранее из условия минимума правой части, теперь надо рассматривать как эмпирическую зависимость, гдую до $c_0 = 2 h_0$, что подтвердилось опытом ее многолетнего применения. Для длины в знаменателе второго слагаемого принимается самое неблагоприятное значение.

Аналогично строят зависимости для других случаев — неравномерно расположенных хомутов, наличия хомутов и отгибов, равномерно распределенной нагрузки по поверхности элемента и т. п. Указания для этих расчетных случаев будут включены в пособие по проектированию железобетонных конструкций из тяжелого бетона.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Борисьякский М. С. Расчет отогнутых стержней и хомутов в изгибаемых железобетонных элементах на стадии разрушения. — М. — Л.: Госстройиздат, 1946.
- Гвоздев А. А., Залесов А. С., Зиганшин Х. А. Прочность элементов с двузначной эпюрой моментов на действие поперечных сил. — Бетон и железобетон, 1982, № 3.
- Зиганшин Х. А. Совершенствование метода расчета прочности по наклонным сечениям для элементов с двузначной и однозначной эпюрой изгибающих моментов. — В сб. трудов НИИЖБ: Новые исследования элементов железобетонных конструкций при различных предельных состояниях. М., 1982.

УДК 691.327:539.4.006

Ю. П. ГУЩА, д-р техн. наук, М. И. БРУССЕР, М. Б. КРАКОВСКИЙ,
Р. Л. СЕРЫХ, кандидаты техн. наук (НИИЖБ);
В. М. СКУБКО, инж. (Госстрой СССР)

О переходе от марок к классам бетона по прочности

Стандарт СЭВ «Конструкции бетонные и железобетонные. Основные положения проектирования» с 1 января 1983 г. и СНиП 2.03.01—84 «Строительные конструкции. Бетонные и железобетонные конструкции» с 1 января 1986 г. вводят понятие «класс бетона по прочности» в качестве основного показателя при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций. Ранее по СНиП II-21-75 прочность бетона характеризовалась маркой. Ниже описаны особенности использования понятия «класс бетона по прочности» вместо марки и приведено их сравнение.

Маркой бетона называется нормированная прочность, которой должно соответствовать среднее значение $\bar{R}$ полученное при испытании эталонных кубов с ребром 150 мм. Марка использовалась при подборе состава бетона и контроле его прочности на производстве.

Для назначения нормируемых характеристик прочности бетона, используемых при проектировании, вводится нормативная кубиковая прочность R^n , которая задается с обеспеченностью 0,95 и определяется по формуле:

$$R^n = \bar{R} (1 - 1,64 v), \quad (1)$$

где v — коэффициент вариации, характеризующий однородность прочности.

При изготовлении бетона коэффициент вариации изменяется в широких пределах — от 0,05 до 0,25. При назначении R^n согласно СНиП II-21-75 в формуле (1) принимается нормативный коэффициент вариации v^n . Например для тяжелых бетонов $v^n = 0,135$.

Классом бетона называется нормативная кубиковая прочность R^n , МПа, задаваемая с обеспеченностью 0,95 [1]. При известном коэффициенте вариации v среднее значение $\bar{R}$ определяется по формуле:

$$\bar{R} = \frac{R^n}{1 - 1,64 v}. \quad (2)$$

Таким образом, разница между маркой и классом бетона по прочности заключается в следующем. Характеризуя прочность бетона маркой, задаем среднее значение кубиковой прочности R и нормативный коэффициент вариации v^n а нормативное сопротивление R^n с обеспеченностью 0,95 определяем по формуле (1). При использовании класса в качестве характеристики прочности бетона задается только нормативное сопротивление R^n с обеспеченностью

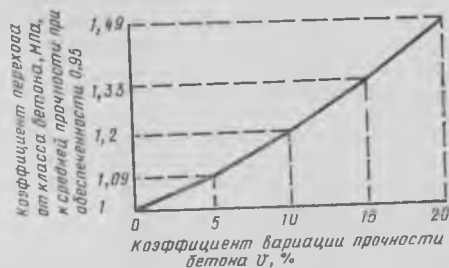


Рис. 1. Зависимость между коэффициентом вариации бетона и коэффициентом перехода от класса бетона к средней прочности

0,95, а среднее значение кубиковой прочности $\bar{R}$ определяется по формуле (2) в зависимости от фактического коэффициента вариации v , при этом нормативный коэффициент вариации не вводится.

Если в формулу (1) подставить нормативный коэффициент вариации $v^n = 0,135$, принятый в СНиП II-21-75 для тяжелого бетона, то получим:

$$R^n = \bar{R} (1 - 1,64 \cdot 0,135) = 0,78 \bar{R}, \quad (3)$$

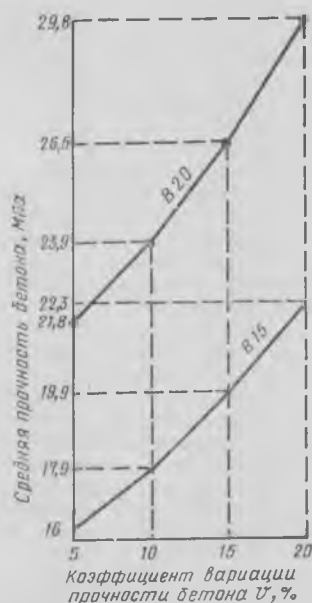


Рис. 2. Зависимость средней прочности бетона классов В15 и В20 от коэффициента вариации

Проектная марка бетона R	50	100	200	300	400	500
	4,9	9,8	19,6	29,4	39,2	49
Нормативная кубиковая прочность R^n	39	78	156	234	312	390
	3,8	7,6	15,3	22,9	30,6	38

Примечание. В числителе — значения в кгс/см², в знаменателе — в МПа.

т. е. нормативная кубиковая прочность составляет 78% средней прочности (марки), которую на производстве необходимо обеспечить и контролировать. В таблице приведены округленные значения нормативной кубиковой прочности, соответствующие основным маркам бетона.

Нормируемые ряды классов бетона на сжатие (B) и осевое растяжение (B_t) для различных их видов приведены в СНиП 2.03.01—84. Например, для тяжелого бетона установлены классы по прочности на сжатие — В3,5; В5; В7,5; В10; В12,5; В15; В20; В25; В30; В35; В40; В45; В50; В55; В60; классы по прочности на осевое растяжение — В_t0,8; В_t1,2; В_t1,6; В_t2; В_t2,4; В_t2,8; В_t3,2.

В зависимости от величины коэффициента вариации средняя прочность бетона, соответствующая какому-либо классу, как это видно из формулы (2), может меняться в весьма широких пределах. При коэффициенте вариации, равном нулю (чего, естественно, не может быть на практике), средняя прочность численно равна классу, и с увеличением коэффициента вариации она увеличивается в соответствии с графиком (рис. 1), доходя примерно до 150% от класса при коэффициенте вариации, равном 20%.

Отсюда становится понятным, что говорить о соответствии между марками и классами можно только сравнивая класс бетона с нормативным сопротивлением в МПа определенной марки. Из ряда классов бетона по прочности на сжатие и таблицы видно, что класс бетона В15 примерно равен нормативному сопротивлению марки М200, а класс В20 несколько ниже нормативного сопротивления марки М300 и т. д.

Сравнивать же марку и класс по средним значениям кубиковой прочности не имеет смысла. В марке среднее значение R фиксируется и не зависит от коэффициента вариации прочности v . Средняя же прочность класса может быть установлена только по формуле (2) и, как видно из рис. 1, существенно зависит от коэффициента вариации v . При этом, например, бетоны классов В15 и В20 (как одни из наиболее распространенных в современном строительстве) в зависимости от однородности прочности будут иметь среднюю прочность, на которую они будут подобраны и которую будет необходимо обеспечить на производстве, в соответствии с рис. 2. Из рисунка видно, что прочность этих бетонов перекрывает прочность марок М150, М200, М250 и М300, а средняя прочность бетона порядка 22 МПа может соответствовать как классу В15 при коэффициенте вариации 15%, так и классу В20 при коэффициенте вариации ~5%.

Переход на классы бетона по прочности с методической точки зрения не

внес каких-либо существенных изменений в проектирование, так как назначение величин коэффициентов надежности, переход от нормативных к расчетным сопротивлениям и порядок расчета конструкций по двум группам предельных состояний по СНиП 2.03.01—84 остался таким же, как и по СНиП II-21-75 (с учетом замены нормативной кубиковой прочности классом).

В то же время для технологов переход на классы бетона вносит принципиальное изменение в методику назначения нормируемой прочности при подборе состава бетона и его контроле на производстве. Здесь следует обратить внимание на то, что до введения государственных стандартов на правила контроля прочности (ГОСТ 18105—72, ГОСТ 18105—80) средняя прочность бетона, контролируемая на производстве (марка), устанавливалась всегда равной

$$\bar{R} = \frac{R^n}{0,78} = 1,28 R^n, \quad (4)$$

независимо от фактического коэффициента вариации прочности бетона. При этом обеспеченность нормативной кубиковой прочности бетонов менялась, так как на производстве фактический коэффициент вариации практически всегда отличался от нормативного. Это приводило к тому, что при фактических коэффициентах вариации больших нормативного обеспеченность снижалась, а при коэффициентах вариации меньших нормативного появлялись дополнительные запасы надежности, не учитываемые при расчете конструкций и приводящие к перерасходу материальных ресурсов.

Как указывалось, при нормировании прочности бетона по классам нормативный коэффициент вариации не вводится. Чтобы установить, а затем контролировать величину средней прочности бетона, соответствующую принятому при проектировании классу, предварительно необходимо определить фактический коэффициент вариации прочности. Средняя прочность определяется по формуле (2), при этом учитывается и объем контроля. Кроме того, как показали исследования [2, 3], при назначении указанной средней прочности необходимо также учитывать обеспеченность расчетного сопротивления, значения риска потребителя и изготовителя и др. Нестатистический контроль при нормировании прочности бетона по классам невозможен.

Такой подход к назначению и обеспечению средней прочности бетона для технологов, не внедривших ГОСТ 18105—80, может показаться более сложным. Однако неоспоримы его преимущества, связанные с обеспечением надежности конструкций и минимизацией материальных затрат на обеспечение их качества.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / Под. ред. А. А. Гвоздева. — М.: Стройиздат, 1978.
2. Гвоздев А. А., Краковский М. Б., Бруссер М. И., Игошин В. Л., Дорф В. А. Совершенствование статистического контроля прочности бетона. — Бетон и железобетон, 1984, № 4.
3. Гвоздев А. А., Краковский М. Б., Бруссер М. И., Игошин В. Л., Дорф В. А. Связь статистического контроля прочности бетона с надежностью железобетонных конструкций. — Бетон и железобетон, 1985, № 3.

Вопросы экономики

УДК 624.075.23:69.032.2.003.13

А. Я. КЛЕБАНОВ, инж., Р. И. РАБИНОВИЧ, канд. техн. наук, Л. М. ЯНКИЛЕВИЧ, инж. (ЦНИИпромзданий)

Оценка эффективности номенклатуры колонн многоэтажных зданий

В многоэтажных зданиях колонны имеют наибольшее число типоразмеров, соответствующих различным высотам этажей здания и разному местоположению элементов по высоте. Поэтому при разработке номенклатуры колонн проектировщик вынужден рассматривать большое число вариантов, предусматривающих наличие или отсутствие тех или иных типоразмеров, а именно:

число элементов номенклатуры и число типоформ опалубки должно быть минимальным. Это позволяет снизить расход стали на создание опалубочных форм и сократить складские площади для их хранения;

число возможных сочетаний высот этажей зданий, собираемых с использованием элементов данной номенклатуры, должно быть максимальным. Используемая в настоящее время номенклатура с регулярным расположением высот этажей* обеспечивает лишь около 50% общего объема строительства многоэтажных зданий. Применение регулярного расположения высот вместо необходимого нерегулярного приводит к неоправданному увеличению затрат на строительство и эксплуатацию зданий;

число стыков колонн должно быть минимальным, а размеры колонн максимально возможными по условиям монтажа (длина до 17 м, масса до 10 т).

Одноэтажная разрезка удовлетворяет первым двум и противоречит третьему требованию. Число сочетаний, которое она позволяет получить, обычно значительно превышает число вероятных проектных ситуаций. При укрупнении элементов экономическая оценка вариантов номенклатуры вследствие чрезвычайного многообразия условий изготовления и монтажа конструкций представляется нереальной, поэтому номенклатура назначается пока на основе метода экспертных оценок, который предусматривает определенную субъективность решения.

Известна методика оценки эффективности номенклатуры железобетонных изделий, разработанная в ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов. Предлагаемый в ней показатель эффективности $K_{эф}$ предполагает учет большого числа факторов (сетки колонн, нагрузки на перекрытие, ветровые и сейсмические нагрузки и т. д.), однако общее число проектных ситуаций и показатель эффективности номенклатуры типоразмеров не определяется из-за чрезмерной сложности и неточности расчетов на данном этапе разработки.

Как правило, варианты номенклатуры подбирают исходя из обслуживания ими

наиболее часто повторяющихся сочетаний (например регулярных), с учетом одинаковой вероятности применения менее часто повторяющихся сочетаний высот этажей.

В ЦНИИпромзданий для оценки эффективности номенклатуры железобетонных изделий, в частности, укрупненных колонн многоэтажных зданий, предложено использовать параметры

$$P = \frac{1}{\sum_{i=2}^n M_i Z_i} \quad (1)$$

$$\Phi = \frac{T}{\sum_{i=2}^n M_i Z_i}$$

где n — число типоразмеров изделий, составляющих данную номенклатуру колонн; T — число типоформ опалубки, необходимое для изготовления номенклатуры колонн; i — число этажей в каркасе здания; Z_i — частота применения зданий в зависимости от их этажности; M_i — число сочетаний высот этажей i -этажных зданий, собираемых из элементов данной номенклатуры.

Статистические данные, полученные ЦНИИпромзданий, дают следующую картину частоты применения промзданий в зависимости от их этажности: $Z_2=0,19$; $Z_3=0,29$; $Z_4=0,36$; $Z_5=0,1$; $Z_6=0,06$.

Поскольку с помощью различных элементов номенклатуры можно получить одинаковые сочетания высот этажей, при расчете каждое сочетание необходимо вводить только один раз в любом наборе элементов номенклатуры, то есть учитывать неповторяющиеся сочетания высот этажей.

$\sum_{i=2}^n M_i Z_i$ является среднестатистическим числом оригинальных сочетаний высот этажей с учетом частоты применения зданий в зависимости от этажности.

Более эффективной номенклатурой колонн является та, у которой значение параметров P и Φ меньше, то есть на одно оригинальное сочетание высот этажей приходится меньшее число типоформ и типоформ опалубок.

Различные типоразмеры предлагается изготавливать в одной опалубке при разном проценте заполнения опалубочной формы (например не ниже 65%). В этом случае при разработке номенклатуры железобетонных изделий основная задача сводится к созданию номенклатуры типоформ опалубок с определенным процентом заполнения для изготовления в них различных типо-

* Ватман Я. П. Дальнейшее совершенствование системы унификации зданий промышленных предприятий. — В кн.: Эффективные конструкции производственных зданий. — М., ЦНИИпромзданий, 1983.

размеров элементов номенклатуры. При этом основным показателем оценки эффективности номенклатуры становится Ф.

Число оригинальных сочетаний высот этажей для заданного набора схем расположения типоразмеров колонн определяют по формуле

$$M_i = \sum_1^r K_a - \sum_1^{c_r^2} K_{ab} + \sum_1^{c_r^3} K_{abc} + (-1)^{m-1} \sum_1^{c_r^m} K_{a...m} + (-1)^{r-1} K_{a...r} \quad (2)$$

где K_a — число сочетаний высот этажей для каждой схемы; K_{ab} — число повторяющихся сочетаний в каждой паре схем; K_{abc} , $K_{a...m}$, $K_{a...r}$ — число повторяющихся сочетаний соответственно в 3, m и r схемах; C_r^m — число соединений из r элементов по m .

Если в наборе имеются схемы, все сочетания которых повторяют сочетания каких-либо других схем, то их можно исключить из расчета и рассматривать только те, которые включают и неповторяющиеся сочетания. Число сочетаний для каждой схемы равно произведению числа типоразмеров между стыками в схеме.

Любую пару схем можно разбить на ярусы по стыкам, расположенным в уровнях одинаковых этажей. Число повторяющихся сочетаний высот этажей в пределах яруса не превышает числа типоразмеров колонны наибольшей этажности, входящей в ярус. Число повторяющихся сочетаний высот этажей в паре схем равно произведению числа повторяющихся сочетаний в пределах ярусов (если в паре схем нет стыков в общих уровнях, то эти схемы имеют один общий ярус; если в каком-либо ярусе нет повторяющихся сочетаний высот этажей, то эти две схемы повторяющихся сочетаний не имеют).

Аналогично устанавливают число повторяющихся сочетаний одновременно для m схем, причем границей между ярусами являются стыки, совпадающие во всех схемах. Пример разбивки на ярусы пары схем показан на рис. 1. Пример определения числа оригинальных сочетаний.

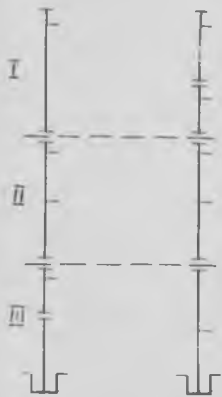


Рис. 1. Разбивка схем многоэтажных зданий на ярусы

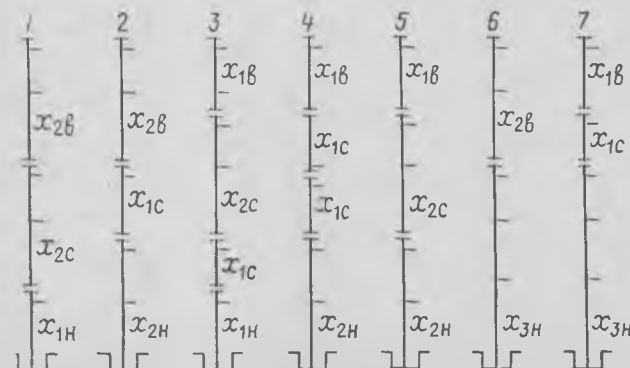


Рис. 2. Пример номенклатуры колонн для определения числа оригинальных сочетаний высот этажей

Требуется найти число оригинальных сочетаний высот этажей для номенклатуры колонн, представленной на рис. 2. При этом в наборе типоразмеров имеются одноэтажные колонны нижние, средние и верхние для зданий с высотами этажей 3,6; 4,2; 4,8; 6 и 7,2 м.

Обозначим $n_{1н}$, $n_{1с}$, $n_{1в}$ — число типоразмеров одноэтажных колонн соответственно для нижних, средних и верхних этажей ($X_{1н}$, $X_{1с}$, $X_{1в}$ на рис. 2). Из рис. 2 следует, что в номенклатуре имеются двухэтажные колонны, причем колонны зданий с регулярными высотами этажей тех же пяти типоразмеров соответствуют $X_{2с}$ и $X_{2в}$, а колонны, обозначенные $X_{2н}$, имеют, кроме того, высоты 4,2+3,6; 4,8+3,6; 4,8+4,2; 6+4,8; 7,2+6. Отсюда следует, что $n_{2с} = n_{2в} = 5$; $n_{2н} = 10$.

Трехэтажные колонны в номенклатуре относятся только к нижним этажам зданий с регулярным расположением высот этажей высотой 3,6; 4,2; 4,8 м, а также зданий с нерегулярным расположением этажей 4,2+3,6+3,6; 4,8+3,6+3,6; 6+4,8+4,8; 7,2+6+6. Таким образом, $n_{3н} = 7$.

Для первой схемы K_a равно произведению числа типоразмеров входящих в нее колонн $X_{1н}$, $X_{2с}$ и $X_{2в}$, т. е. $K_1 = 125$. Аналогично $K_2 = n_{2н}n_{1с}n_{2в} = 250$; $K_3 = n_{1н}n_{1с}n_{1в} = 625$; $K_4 = n_{2н}n_{1с}n_{1в} = 1250$; $K_5 = n_{2н}n_{2с}n_{1в} = 250$; $K_6 = n_{3н}n_{2в} = 35$; $K_7 = n_{3н}n_{1с}n_{1в} = 175$.

Расположим схемы по числу их сочетаний, начиная с наибольшего: 4,3, 2,5, 7, 1,6. Определим K_{ab} , проведя сопоставление всех схем вначале со схемой 4. Сопоставляя схемы 4 и 3, замечаем, что на совпадающие ярусы их можно разбить в уровне верха колонн второго и четвертого этажей. В пределах верхнего яруса число совпадающих для двух схем сочетаний равно числу типоразмеров одноэтажных колонн верхнего этажа, то есть 5. В пределах нижнего яруса число совпадающих сочетаний не отличается от числа типоразмеров двухэтажных колонн нижнего этажа, то есть 10. И, наконец, для среднего яруса число типоразмеров двухэтажных средних колонн также равно числу совпадающих сочетаний, то есть 5. Отсюда $K_{43} = n_{1в}n_{2с}n_{2в} = 250$. Аналогично $K_{42} = 250$; $K_{45} = 250$; $K_{47} = 175$; $K_{41} = 50$; $K_{46} = 35$. Нетрудно убедиться, что сочетания схемы 4 включают все сочетания схемы 2, то есть схема 2 оригинальных сочетаний высот этажей дать не может.

Аналогично все сочетания высот этажей схем 5, 6 и 7 имеются в схеме 4, то есть неповторяющимися сочетаниями обладают схемы 4, 3, 1, а остальные можно исключить из рассмотрения.

Определим последнее значение K_{ab} при попарном сравнении: $K_{31} = 25$.

Поскольку одновременно в трех схемах стыки не совпадают, эти схемы имеют один ярус и $K_{431} = 10$.

Итак, число оригинальных сочетаний $M = (K_4 + K_3 + K_1) - (K_{43} + K_{41} + K_{31}) + K_{431} = 1685$.

В настоящее время действуют четыре серии каркасов многоэтажных производственных зданий, утвержденных Госстроем СССР и Госгражданстроем в качестве типовых: 1.020-1—53 типоразмера колонн, для изготовления которых достаточно 6 типоформ; 1.020-2с—72 типоразмера и 10 типоформ; 1.420 (сейсмический и сейсмический варианты)—52 типоразмера и 14 типоформ.

Итак, общее число типоразмеров колонн 177, количество типоформ опалубок, необходимых для их изготовления, 30.

Таким образом, для колонн по номенклатуре серии 1.020-1 ($\sum_{i=2}^{i=6} M_i Z_i$)₁ = 21,82;

$$\Phi_1 = \frac{6}{21,82} = 0,275;$$

$$P_1 = \frac{53}{21,82} = 2,43.$$

Для серии 1.020-2с

$$\left(\sum_{i=2}^{i=6} M_i Z_i \right)_2 = 23,8;$$

$$\Phi_2 = \frac{10}{23,8} = 0,42;$$

$$P_2 = \frac{72}{23,8} = 3,02,$$

Для серии 1.420 (при сечении колонн 400×400 мм)

$$\left(\sum_{i=2}^{i=6} M_i Z_i \right)_3 = 32,38;$$

$$\Phi_3 = \frac{14}{32,38} = 0,432;$$

$$P_3 = \frac{52}{32,38} = 1,61.$$

Введение хотя бы одного одноэтажного элемента в уровне промежуточных этажей резко повышает число сочетаний высот этажей (в 3—6 раз) вследствие значительного увеличения числа типоразмеров элементов и без увеличения числа типоформ опалубок. Например, для серии 1.020-1 при введении одного одноэтажного промежуточного элемента

$$\sum_{i=2}^{i=6} M_i Z_i = 93,29; \Phi = 0,075.$$

Таким образом, предлагаемый метод позволяет качественно и количественно оценить эффективность внесения любых изменений в номенклатуру колонны многоэтажных зданий.

Некоторые тенденции применения бетона и железобетона в мировой практике строительства

Развитие бетона и железобетона определяется общим состоянием строительной промышленности. В валовом национальном продукте доля строительного сектора в технически развитых странах составляет примерно 8% (СССР — 10%), в развивающихся — 5%. В таком же соотношении находятся и численность работающих в отрасли. Следует отметить, что в развивающихся странах становление строительной отрасли позволяет решить проблему создания дополнительных рабочих мест. Например, по пятилетнему плану развития народного хозяйства Египта, число занятых в строительстве возрастает на 37%, против 18% в остальных отраслях.

Потребность строительства в основных материалах может быть удовлетворена главным образом за счет бетона и железобетона.

Развитию железобетона сопутствовали и в значительной степени его определяли факторы, которые можно условно разделить на две группы: факторы, обеспечившие совершенствование конструктивных решений или появление новых конструкций достаточно эффективными и надежными способами, организацию выпуска изделий и возведение монолитных конструкций в необходимых объемах; факторы, определившие потребность в совершенствовании параметров конструкций и сооружений, которые влияют на номенклатуру изделий для различных областей строительства, а также на дальнейшее обновление проектных решений.

К первой группе факторов относятся: развитие теории бетона и железобетона и практических методов расчета; разработка бетонов различных видов (тяжелых, легких, ячеистых, специальных, в том числе повышенной прочности); создание эффективных видов арматурных стержней и арматурных изделий; разработка новых и совершенствование известных технологий и производственных процессов; создание и выпуск различных видов машин, механизмов и оборудования для основных переделов производства, включая преднапряженные конструкции и, наконец, возникновение и становление мощной разветвленной промышленности для заводского производства железобетонных изделий и конструкций.

Вторая группа факторов включает развитие объемно-планировочных решений производственных, общественных и жилых зданий. Она связана с унификацией и типизацией конструкций, созданием типовых проектов зданий и сооружений, с расширением областей приме-

нения железобетонных конструкций и использованием их в новых развивающихся отраслях строительства (сельскохозяйственные производственные здания, атомная энергетика, подземные, подводные сооружения и др.).

В технически развитых странах мира в настоящее время из сборного и монолитного (в том числе преднапряженного) железобетона изготавливают основной объем каркасов, стеновых ограждений, фундаментов, перекрытий и покрытий одноэтажных и многоэтажных производственных и гражданских зданий, значительную часть конструкций, используемых в инженерных комплексах и сооружениях для всех видов строительства.

Приведем краткие сведения о производстве основных материалов, используемых для изготовления железобетона. Годовое производство цемента в мире в настоящее время превышает 900 млн. т, в том числе СССР — 130, КНР — 110, Япония — 98, США — 75, Италия — 40, ФРГ — 35, Франция — 33 млн. т и т. д. Цемент является самой энергоемкой компонентой бетона. На его производство, по зарубежным данным, требуется 7 ГДж/т (сталь — 400 ГДж/т). В целом бетон требует примерно 3,4 ГДж/м³ (из них примерно 2 ГДж приходится на цемент). Это более низкий показатель, чем для других основных строительных материалов.

Увеличивается активность цемента, расширяется его ассортимент. Все возрастающую роль играет фактор снижения энергоемкости производства цемента. (В США на изготовление цемента расходуется 2% национального производства энергии.) В среднем, с 1950 по 1985 г. потребление энергии на производство 1 т цемента сократилось примерно на 22%. Развитие цементной промышленности способствует высокому уровню фондоотдачи цементных заводов. Капитальные вложения на 1 т цемента составляют всего 7% таковых на 1 т стали. Снизить энергоемкость цемента можно также введением активных минеральных добавок: шлаков, зол, пуццоланов, используемых особенно для цементов средних классов прочности, объем производства которых достигает 60%. Повсеместно наблюдается рост производства таких цементов. Наряду с повышением качества портландцемента начинают применять его разновидности и новые виды вяжущих, особобистротвердеющие цементы, позволяющие отказаться от тепловой обработки, безусадочные и напрягающие цементы, по-

лимерцементные и шлакощелочные вяжущие и т. д.

В США изучается возможность использования даже лунного грунта для производства цемента и бетона при строительстве постоянно действующих космических станций.

Основной объем конструкций изготавливают из тяжелого бетона, преимущественно марок М300—400, хотя применение легких бетонов непрерывно увеличивается. Повышается прочность бетонов, особенно на растяжение, а также их морозо- и химстойкость.

Увеличение прочности бетона в конструкциях массового применения позволяет повысить качество изделий, уменьшить их массу, а в отдельных случаях снизить конструктивное армирование и расход стали в целом. Это подтверждено мировым опытом производства преднапряженных плит методом безопалубочного формования на длинных стендах. Имеются примеры использования бетона с цилиндрической прочностью до 90 МПа в возрасте 56 сут в монолитном каркасе небоскреба Ривер Плаза в Чикаго.

Изучается, особенно в развивающихся странах, возможность использования различных растительных отходов, бамбуковой щепы, кокосового волокна и т. д., а также грунта при производстве бетонных блоков для стен малоэтажных зданий. Имеются отдельные примеры долговечности грунтобетона в соответствующих климатических условиях. Построенный в тропиках Бразилии в 1950 г. госпиталь со стенами из прессованных грунтобетонных блоков до сих пор находится в отличном состоянии.

В последние годы развивается направление модифицирования свойств бетонов благодаря широкому использованию химических добавок, в том числе суперпластификаторов. Например, в США более 65% всего бетона применяется с химическими добавками. Довольно широко начали применять в качестве добавки в бетонную смесь тонкодисперсную кварцевую пыль (отход производства металлического кремния или его сплава с железом — ферросилиция), удельная поверхность которой достигает 180—220 тыс. см²/г массы, т. е. примерно в 50 раз выше, чем у цемента. Бетон с такой добавкой в объеме 6—8% массы цемента отличается повышенной морозостойкостью и прочностью. Эту добавку применяют в бетоне в виде суспензий также для ответственных сооружений (платформы и искусственные острова на континентальном шельфе, в том числе в Арктике и др.).

За рубежом хорошо организовано

производство щебня, добыча и сортировка гравия, классификация песка. В Финляндии, например, бетонную смесь готовят на 3—4 фракциях крупного и 2 фракциях мелкого заполнителя, в США выпускают 15 фракций различных заполнителей. Возрастает применение мелкозернистых бетонов и бетонов на напрягающих цементах.

Технические и экономические аспекты замены тяжелых бетонов легкими связаны прежде всего со снижением массы зданий и сооружений. Общий объем производства легких бетонов на пористых заполнителях в различных странах примерно составляет: в СССР — 23, США — 15, ФРГ — 8, прочих странах — 14 млн м³. Номенклатура применяемых за рубежом легких бетонов обширна и колеблется по прочности от 0,5 до 50 МПа и выше, по плотности от 300 до 2000 кг/м³.

Применяемые заполнители для легких бетонов можно разделить на естественные и искусственные из отходов промышленного производства или минерального сырья. Производство искусственных легких заполнителей сильно загрязняет окружающую среду, чем добыча и производство природных заполнителей. Ужесточение законодательства по защите окружающей среды американские специалисты называют одной из причин снижения производства искусственных легких заполнителей в США по сравнению с 1973 г. — годом наиболее благоприятным в американской промышленности в период с 1971 по 1981 г. В то же время экологическая значимость легкого бетона как потребителя промышленных отходов непрерывно возрастает. (В США для строительных целей перерабатывается 60 млн. т зол ТЭС.)

Технология приготовления и укладки легкого бетона, а также конструктивные проработки достигли такого уровня, что этот материал получил широкое применение в конструкциях массового изготовления (панели покрытий и перекрытий), а также в ответственных сооружениях (мосты, плавучие доки и др.).

Ненапрягаемую арматурную сталь за рубежом выпускают в виде прутков диаметром в основном 5—40 мм (США — 9,5—57 мм) при $\sigma_t = 220 \dots 460$ Н/мм² и выше; при этом в США, ФРГ, Японии фирмы стремятся увеличить значение σ_t . Соотношение σ_b/σ_t составляет при этом 1,25—1,4. Арматурную сталь в отдельных странах легируют медью, ниобием и другими не используемыми в СССР легирующими добавками. Механические свойства арматуры повышаются также упрочнением, вытяжкой или скручиванием, осуществляемым на метизных заводах.

В большинстве стран расширилось применение высокопрочной холоднокатанной проволоки и арматурных канатов, подвергнутых механотермической обработке или стабилизации. Наблюдается тенденция к увеличению диаметра и повышению прочностных свойств холоднокатанной проволоки. За последние 20 лет диаметр такой проволоки, выпускаемой в ФРГ, Японии, Великобритании, Нидерландах и других странах, увеличился до 12 мм.

Большое распространение в Западной Европе получила проволока диаметром 7—8 мм, которая сочетает в себе высо-

кую прочность и достаточно большое сечение с надежностью и относительно низкой ценой. Широко используют в мировой практике семипроволочные арматурные канаты, которые подвергают низкотемпературному отпуску или стабилизации.

Напрягаемая стержневая арматурная сталь выпускается главным образом в ФРГ, Японии, Великобритании. В этих странах высокопрочную арматурную сталь диаметром 6...16 мм в виде прямых прутков, т. е. в виде стержневой арматуры практически не выпускают, а поставляют в виде термически упрочненной проволочной арматуры в бухтах. Основным сортаментом напрягаемой стержневой арматурной стали здесь являются прутки диаметром 20...40 мм.

Объем сборного железобетона составляет для европейских стран примерно 40% общего объема возведения железобетонных сооружений, для США, включая крупные и мелкие бетонные блоки — 35%.

В структуре сборных конструкций в США из общего объема (около 80 млн. м³) 70% составляют мелкоштучные бетонные блоки (стандартный блок 20×20×40 см), а из общего объема производства сборных железобетонных конструкций (примерно 26 млн. м³) объем производства плит на пролет типа Т и 2Т и «Динакор» превышает 25%. Всего преднапряженных сборных конструкций выпускается 40%. Плиты на пролет широко производятся также в Великобритании, ФРГ, ВНР, ПНР и др.

Основную часть конструкций стропильных и подстропильных балок, ферм и ригелей изготавливают преднапряженными с применением высокопрочной и стержневой арматуры и бетонов марок до М500. Расширяется применение конструктивных легких бетонов марок М200—400, преимущественно для плит перекрытий, покрытий и стеновых ограждений.

Высокопрочные бетоны марок М600—800 используют пока в ограниченном объеме, главным образом в колоннах и стропильных конструкциях больших пролетов. В некоторых сооружениях используют пространственные конструкции различных видов: склады, купола, свисающие оболочки и др. для покрытий зданий различного назначения, особенно при пролетах 30...40 м и выше. Построены железобетонные оболочки пролетом 200 м во Франции, купол более 200 м в США и др.

Расширяется применение сопряжений сборных железобетонных конструкций с использованием «сухих» стыков на болтах (перекрытия жилых зданий во Франции), напрягаемой арматуры из проволочных пучков (Италия), клеевых стыков и т. д. Получают развитие конструкции с внешним армированием и сталежелезобетонные (комбинированные) конструкции.

Дисперсное или фибровое армирование при незначительном росте прочности на сжатие (до 10%) позволяет повысить ударную прочность бетона в 3—10 раз, термостойкость в 3—7 раз, морозостойкость в 2 раза, сопротивление истиранию и прочность на растяжение при изгибе в 2 раза. Из лабораторной и экспериментальной практики фибробетон постепенно переходит в область промышленного применения.

Ведется подготовка к практическому применению дисперсного армирования из стальных волокон в сочетании с напрягаемой и в минимальном количестве ненапрягаемой арматурой. Такое сочетание арматуры в преднапряженных конструкциях массового применения значительно снижает трудоемкость арматурных работ.

В промышленно развитых странах в последние годы наметилась тенденция замены традиционно применяемых для различных целей металлических труб неметаллическими. Среди последних возрастающую долю занимают трубы из бетона и преднапряженного железобетона. В США, например, только 50% всех применяемых труб изготавливают из стали. Из бетона и железобетона в 1979 г. там было изготовлено около 5,1 млн. м³ труб или почти 20 тыс. км, причем значительная часть из них напорные.

Расширяются области применения преднапряжения в резервуаростроении, особенно в емкостях для хранения нефти и нефтепродуктов, в центрифугированных конструкциях (колоннах, опорах, элементах пролетных строений, сваях и др.), в плитах для перекрытий малых и средних пролетов и перекрытиях, в несущих конструкциях зданий, возводимых методом подъема перекрытий, в каркасных и крупнопанельных зданиях. Перспективно применение преднапряжения в монолитных железобетонных конструкциях, в том числе на основе натяжения арматуры на бетон (с восстанавливаемым сцеплением и без него). Зарубежный опыт подтверждает эффективность применения преднапряжения в монолитных плитах фундаментов большой протяженности, в безбалочных монолитных перекрытиях, в опорных устройствах и постаментов под тяжелое оборудование, в несущих монолитных конструкциях подземных производственных сооружений, в том числе многоэтажных.

Во всем мире расширяется применение монолитного железобетона при возведении высотных сооружений в скользящей и переставной опалубке. Имеются примеры осуществленных зданий высотой в 75 этажей (Хьюстон, США) с монолитным каркасом, при возведении которого бетон подавали насосом на высоту 320 м. Для монолитных работ широко используют специализированный транспорт и автопоезда. Бетонную смесь изготавливают как на заводах, так и на стройплощадках. В США выработка объема бетона на одного рабочего на автоматизированных заводах приготовления бетонной смеси достигает 1750 м³ в год, общий объем товарного бетона, производимого в США, составляет 150—160 млн. м³.

Из заводских способов производства значительное распространение для изготовления преднапряженных плит получило безопалубочное формование на длинных стендах. Конвейерное производство применяют сравнительно недавно и оно считается перспективным направлением повышения уровня автоматизации производственных процессов на заводах железобетонных изделий.

Из методов уплотнения преимущественное распространение получает поверхностное вибрирование в сочетании со статическим давлением. Для интенсификации процессов твердения по-прежнему

широко используют паропрогрев изделий. Наметилась тенденция к расширению электропрогрева, использования в качестве теплоносителя масла и т. д. Имеется пример успешной эксплуатации в Канаде стендов с масляным прогревом на открытом воздухе в зимнее время, при этом стоимость тепловой обработки бетона в 4 раза ниже по сравнению с паропрогревом.

По прогнозу ООН* годовой объем общего мирового валового национального продукта (за исключением КНР, КНДР и НДРВ) и объем строительной деятельности к 2000 г. достигнет соответственно 14,9 и 1,02 триллиона долларов (в ценах 1975 г.), причем их при-

* F. Moavenzaden. Global Prospects for Concrete Construction. Concrete International, February, 1984.

рост за 1975—2000 гг. составит в среднем 237%. Развитие строительства, вызванное общественными потребностями, приведет к дальнейшему росту производства бетона и железобетона.

К. В. МИХАЙЛОВ,
Г. И. БЕРДИЧЕВСКИЙ,
доктора техн. наук, профессора;
Ю. С. ВОЛКОВ, канд. техн. наук

УДК 624.21.012.44:658.515

Новые тенденции в укрупненной сборке зданий и сооружений

Мировая практика строительства мостов за последние десятилетия дала множество методов возведения мостовых конструкций, учитывающих разнообразные условия строительства, появление новой техники и материалов, совершенствование теории расчета и т. д. Как сообщил международный журнал «Строительная промышленность»*, в ФРГ предложен и проходит экспериментальную проверку еще один оригинальный метод возведения арочных мостов.

Этот метод применен при строительстве моста Аргентобель, имеющего арочный пролет 145 м при общей длине 230 м (рис. 1). Идея метода заключается в бетонировании двух половинных секций арки в вертикальном положении с помощью скользящей самоподъемной опалубки. После бетонирования обе половины опускают в проектное положение, и свод замыкается. Экономия дос-

*Construction Industry International, Vol. 10, №13, 1984, pp. 46—49.



Рис. 1. Бетонирование арки моста

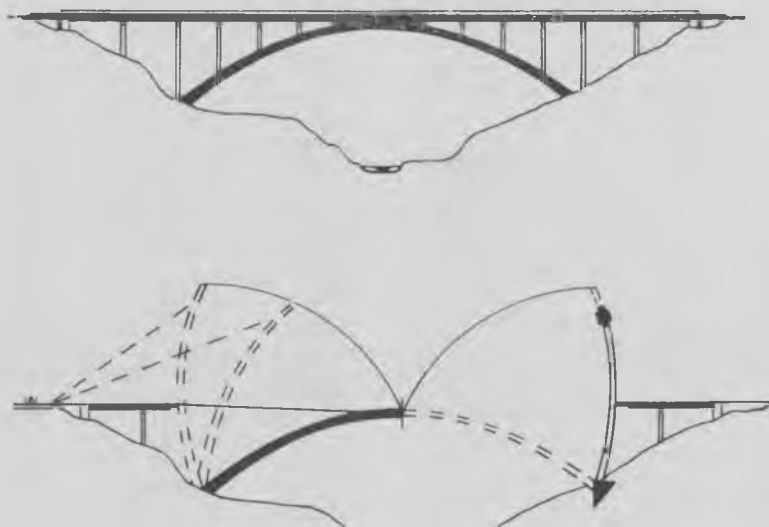


Рис. 2. Схема монтажа моста

тается за счет исключения дорогостоящих поддерживающих лесов и подмостей.

Бетонные работы начали с возведения береговых устоев, прибрежных опор и части пролетного строения. Затем бетонировали арки в вертикальном положении с помощью автоматической самоподъемной опалубки Дока. Обе арки покоятся на шарнирных опорах типа ВТ, позволяющих перемещать их в вертикальной плоскости. При достижении высоты бетонирования до уровня пролетного строения для уменьшения изгибающих моментов арки с помощью системы гидродомкратов, установленных на пролетном строении, перемещали в направлении береговых устоев и закрепляли к воздвигнутой части пролетного строения. Зафиксировав также и шарнирные опоры, строители бетонировали арки до высоты 80 м. В процессе бетонирования регулировали усилия в поддерживающих арки тросах в зависимости от силы и направления ветра.

Конструкция арок представляет собой двухпустотный коробчатый настил с наружным размером 8,5×3,5 м на опоре и 8,5×2,0 м в шелье свода. Бетонирование осуществляли секциями от 2,6 до 3,2 м. Достоинством опалубки является возможность ее использования при

переменной высоте сечения и кривизне арки, достигающей 23,5°.

После бетонирования обе половины арки массой по 20 т каждая с помощью системы гидродомкратов типа ВТ и стальных канатов опускали в проектное положение. Угол поворота арок составил 66,5°, процесс опускания занял две недели. После фиксации в проектное положение арки замоноличивали в ключе и на опорах. Шарнирные опоры, служащие для поворота арок, извлекали наружу для повторного использования.

Строительство моста началось в 1983 г., бетонирование арок закончилось в декабре 1984 г., мост полностью будет завершён в 1986 г.

Интересные новинки для индустриального строительства жилых и общественных зданий разработаны западногерманской фирмой «Домесле Штальвершалунгс» по заказу строительной компании «Шверер». Впервые в мировой практике многоэтажную железобетонную лифтовую шахту длиной 18,97 м и сечением 1,81×2,28 м изготавливали в горизонтальном положении в заводских условиях в едином технологическом цикле, включающем в себя также установку в горизонтальном положении лифтовой кабины и другие механические и электромонтажные работы.

Созданный таким образом объемный элемент полной степени заводской готовности транспортируют на стройку и устанавливают на заранее подготовленный фундамент с фиксирующими пазами.

Железобетонный корпус шахты изготавливают в металлической опалубке, состоящей из внешнего корпуса и внутреннего пустотообразователя. Внешний корпус имеет металлическое днище, усиленное железобетонными балками, и два шарнирно сочлененных с ним борта, фиксируемых специальными втулками. Горизонтальная жесткость стенок формы обеспечивается устанавливаемыми сверху металлическими фиксаторами высокой точности.

Внутренний пустотообразователь представляет собой самонесущую металлическую форму длиной 19,5 м, которая по обоим концам имеет тянущее и толкающее устройства. В нижнем конце пустотообразователь сочленяется с наружной формой фланцевым стыком. Размеры внешней и внутренней опалубок запроектированы с учетом размеров и расположения дверных проемов в лифтовой шахте и могут варьироваться для конкретных типов зданий.

После укладки бетон тщательно уплотняют с помощью 52 наружных пневматических высокочастотных вибраторов, осуществляют тепловую обработку, распалубливают вначале внешнюю форму, а затем складывают и извлекают пустотообразователь. В стенах шахты предусмотрены устанавливаемые с высокой точностью анкерные болты для крепления лестничных маршей.

В малоэтажном жилищном строительстве широко применяют разработанный фирмой сборный объемный элемент лестничного марша. Он включает в себя три ограждающие стенки и спиральный лестничный марш. Устанавливаемые один на другой, они могут образовывать клетку высотой в несколько этажей. Специалисты фирмы считают, что использование этого элемента существенно сокращает время строительства, причем его можно использовать и в качестве временной лестницы.

Элемент изготавливают в заводских условиях также в одном технологическом цикле. Опалубка состоит из металлической рамы, трех шарнирно прикрепленных наружных стенок и составного пустотообразователя сложной формы. Бетонирование и уплотнение бетона осуществляют с помощью высокочастотных пневматических вибраторов. Первый опыт фирмы подтвердил экономическую целесообразность применения и технологическую возможность изготовления таких объемных конструкций.

В. П. ТРАМБОВЕЦКИЙ, канд. техн. наук

Информация

УДК 624.012.35.061.3

Совещание по проблемам расчета и проектирования статически неопределимых систем

В мае 1985 г. в Ростове-на-Дону состоялось Всесоюзное координационное совещание секции теории железобетона научно-координационного Совета по бетону и железобетону Госстроя СССР на тему «Учет физической и геометрической нелинейности в расчетах железобетонных стержневых статически неопределимых конструкций».

В работе приняли участие свыше 80 специалистов, представителей из 16 научно-исследовательских, проектных и учебных организаций. Было заслушано и обсуждено 33 доклада.

Учеными НИИЖБ были рассмотрены проблемы расчета и проектирования статически неопределимых систем и намечены основные пути их решения.

Исследователями ВЗИСИ и ЛИСИ предложено рассчитывать статически неопределимые рамы и арки с учетом нелинейной ползучести и трещинообразования. При этом учитывали нелинейную ползучесть бетона при его работе по полной диаграмме «Напряжения — деформации». Те же принципы были положены и в основу работ Одесского инженерно-строительного института по расчету устойчивости внецентренно сжатых железобетонных стержней. Кроме того, предлагалось учитывать параметры физической нелинейности осевой и изгибной жесткости элементов.

Группа сообщений (МИСИ, НИИЖБ, ЛВВИСУ и РИСИ) была посвящена расчету статически неопределимых балок при динамических импульсных воздействиях. МИСИ и НИИЖБ предлагалось использовать характеристики материалов и сечений при статическом воздействии с учетом влияния динамического упрочнения. Специалисты ЛВВИСУ применяли дискретно-шаговый метод, особенностью реализации которого явился учет волнового характера деформирования.

Автоматизированный расчет сборных железобетонных рамных каркасов зданий промышленного и межзаводского назначения разработан учеными ЦНИИ-промзданий, ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов и Донецкого ПромстройНИИпроекта. Им предложено учитывать в расчетах деформированную схему конструкций и физическую нелинейность материалов, разработаны зависимости для оценки действительных жесткостей и кривизны.

Исследователями НИИСК и РИСИ были приведены методы расчета прочности и устойчивости статически неопределимых балочных и рамных систем с учетом нисходящей ветви деформирования материалов и сечений.

Результаты исследований колонн одноэтажных промзданий и рам с учетом физической и геометрической нелинейности

были доложены учеными Белорусского политехнического института и Ростовского ПромстройНИИпроекта. Расчетные зависимости строили на базе учета полной диаграммы сжатия бетона «напряжения — деформации» с нисходящей ветвью. Учету нелинейной податливости контактного растворного стыка колонн было посвящено сообщение ученых Уральского ПромстройНИИпроекта.

НИИЖБ предложено рассчитывать неразрезные балки, разрушающиеся по наклонным сечениям, методом предельного равновесия. Для расчета стержневых конструкций с учетом нелинейности их деформирования предложен также метод области значений, позволяющий производить безытерационный расчет.

Результаты экспериментальных и теоретических исследований неразрезных балок и расчет ригелей при статических однократных, повторных, а также длительных нагружениях были сообщены учеными Львовского и Челябинского политехнических институтов, ИСиА Госстроя БССР. Практические способы расчета железобетонных статически неопределимых и неопределимых рам по деформированной схеме с учетом быстронарастающей ползучести предложены исследователями Киевского инженерно-строительного института и Челябинского политехнического института. Работа решетчатых ригелей, сталежелезобетонных шпренгелей и перекрестно-ребристых систем была рассмотрена специалистами Брестского инженерно-строительного института, Украинского института инженеров водного хозяйства и Львовского политехнического института.

В решении совещания отмечалась актуальность рассмотренной проблемы, необходимость учета в расчетах конструкций физической и геометрической нелинейности, единого представления о деформативной способности железобетонных элементов и конструкций. Признана необходимость использования в расчетах математических методов и современной вычислительной техники одновременно с разработкой методов расчета, реализуемых вручную или с применением малых и микроЭВМ.

Рекомендовано усилить изучение расчета железобетонных конструкций по первой группе предельных состояний с учетом деформированной схемы при длительных воздействиях силовых и несилловых факторов, а также провести исследования влияния воздействия внешней среды на изменение механических и реологических свойств материалов и конструкций.

Л. Н. ЗАЙЦЕВ, канд. техн. наук,
Л. Р. МАЙЛЯН, канд. техн. наук,
Г. Н. ГЕРАСИМОВА, инж.

CONTENU

Evdokimov A. A., Dejneko O. S., Priezhev V. A. Les panneaux aggrandis en béton de polystyrène pour les bâtiments agricoles
Toturbiev B. D. Les compositions de silicate-sodium pour les bétons refractaires
Krasny I. M., Pavlov V. P. L'efficacité comparative des bétons à grains fins
Zochtchouk N. I., Vladimirov V. V. L'influence de la forme des grains des agrégats fin et gros sur les propriétés du béton
Gouzev E. A., Sejalanov L. A., Chevitchenko V. I. L'analyse de la destruction du béton d'après les diagrammes complètement équipodérants de déformation
Trinker B. D., Chakhov I. I., Matveev Yu. V., Sadakova V. N., Kokine A. A. Les propriétés de résistance et de déformation du béton léger sur polymère-silicate
Vinogorsky N. S. L'influence des conditions climatiques sur l'efficacité du bétonnage
Yussoupov R. K., Karpis V. Z., Goldchtein V. C. L'élévation d'efficacité des adjuvants de ligno-sulfonates
Ganine V. P., Ksenjakine B. A. Les réserves de la réduction de la consommation thermique aux entreprises du béton préfabriqué
Korotky A. S. La longueur de la zone de transmission des contraintes de fil de renforcement à haute résistance du nouveau profilé périodique
Tsirik La. I., Altchoullr E. M. L'unification et la typisation des produits de renforcement des noyaux monolithes de rigidité
Goulav O. V., Smirnov Yu. A. L'automatisation complexe des travaux de renforcement pour la production des recouvrements à plusieurs vides
Koukanov Yu. A., Nabel V. G., Volkov L. A., Globoutchek V. G. La machine multi-électrodes MTM-74 pour le soudage des treillis des armatures
Demidov O. A. Le peinturage des chambres d'étuvage pour la réduction de dépenses thermiques
Kritchevets V. I., Plachtchenkov V. D., Phelde A. A. L'automatisation de processus de traitement thermique des produits
Abramov V. S., Ambartsoumjan S. A., Badejan G. V. Les rechauffeurs polymère-électriques pour les coffrages chauffants
Roudenko V. V. Le calcul des sections des éléments comprimés hors du centre

CONTENTS

Evdokimov A. A., Dejneko O. S., Priezhev V. A. Enlarged panels from polystyrene concrete for agricultural buildings
Toturbiev B. D. Silicate-sodium compositions for hot-resistant concretes
Krasny I. M., Pavlov V. P. Comparative efficiency of fine grained concretes
Zoshchuk N. I., Vladimirov V. V. Influence of grains form of fine and coarse fillings on properties of concrete
Guzev E. A., Sejalanov L. A., Shevtschenko V. L. Analysis of concrete destruction by completely equiposed diagrams of deformation
Trinker B. D., Shakhov I. I., Matveev Yu. V., Sadakova V. N., Kokine A. A. Strength and deformation properties of light-weight polymersilicate concrete
Vinogorsky N. S. Influence of climatic conditions on efficiency of concreting
Yusupov R. K., Karpis V. Z., Goldshteyn V. L. Rise of efficiency of ligno-sulfonate admixtures
Ganine V. P., Ksenjakine B. A. Reserves of reduction thermo-consumption on enterprises of prefabricated concrete
Korotky A. S. Length of zone of tension transmission of high-resistant reinforcing wire of new periodic profile
Tsirik Ya. I., Altschuller E. M. Unification and typization of reinforcing products of monolithic bodies of rigidité
Guljaev O. V., Smirnov Yu. A. All-round automatization of reinforcing works during manufacturing of multi vacuum overlappings
Kukanov Yu. A., Nabel V. G., Volkov L. A., Globutchnik V. G. Multielectrode machine MTM-74 for welding reinforcing nets
Demidov O. A. Colouring of steam-heating chambers for reduction of thermo-expenditures
Kritchevets V. I., Plashchenkov V. D., Phelde A. A. Automatization of processus of thermo-treatment of products
Abramov V. S., Ambartsoumjan S. A., Badejan G. V. Polymer-electroheaters for warming planking
Rudenko V. V. Calculation of sections of extra-centre compressed elements
Markarov N. A., Sharipov R. Sh. Strength and crack-resistance of end section of prestressed structures
Obraztsov V. V., Rotchnjak O. A., Kostukovsky M. G., Rabinovitch R. I. Resistance of net-principle-slabs to flexion with transversal force

INHALTSVERZEICHNIS

Jewdokimow A. A., Dejneko O. S., Prijesshew W. A. Vergrösserte Platten auf Polystyrobeton für landwirtschaftliche Gebäude
Toturbijew B. D. Silikatsaiuhkompositionen für hitzebeständige Betone
Krasnyj I. M., Pawlow W. P. Vergleichende Wirksamkeit von feinkörnigen Betonen
Sostschuck N. I., Wladimirov W. W. Einfluss der Kornform von Fein- und Grobzuschlagstoffen auf Betoneigenschaften
Gusejew Je. A., Ssejlanow L. A., Schewtschenko W. I. Analyse des Betonbruchs ganz gleichwertigen Formänderungsdiagrammen gemäss
Trinker B. D., Schachow I. I., Matwejew Ju. W., Sadakowa W. N., Kokin A. A. Festigkeits- und Deformationseigenschaften des Leichtbetons aus Polymersilikat
Winogorski N. S. Einfluss der klimatischen Bedingungen auf Wirksamkeit der Betonarbeiten
Jussupow R. K., Karpis W. S., Goldstein W. L. Erhöhung der Zusatzmittelwirkung von Lignosulfonaten
Ganin W. P., Ksenjakin B. A. Reservensenkung des Wärmebedarfes in Montagestahlbetonbetrieben
Korotkij A. S. Länge des Bereiches der Spannungübertragung für den hochfesten Bewehrungsdraht von neuem ungleichmässigem Profil
Zirick Ja. I., Altschuller Je. M. Vereinheitlichung und Typisierung von Bewehrungsteilen für monolithische Steifigkeitskerne
Guljajew O. W., Smirnow Ju. A. Komplexe Automatisierung der Bewehrungsarbeiten bei Fertigung von Mehrrohr-raumdecken
Kukanow Ju. A., Nabelj W. G., Wolkow L. A., Globuttschick W. G. Mehrelektrodenmaschine vom Typ MTM-74 für Schweißen der Bewehrungsmatten
Demidow O. A. Anstreichen der Bedampfungskammern für Senkung des Wärmeverbrauches
Kritschewez W. I., Plastschenkow W. D., Feljde A. A. Automatisierung des Wärmebehandlungsvorganges von Erzeugnissen
Abramow W. S., Ambarzumjan S. A., Badejan G. W. Polymere Elektroerhitzer für Schalungen mit Elektroden
Rudenko W. W. Berechnung der Querschnitte von aussermittig gedrückten Elementen

Редакционная коллегия: И. Н. Ахвердов, Ю. М. Баженов, В. Н. Байков, А. И. Буракас, Ю. В. Волконский, А. А. Гвоздев, А. М. Горшков, 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. Чудновский, А. А. Шлыков (зам. главного редактора)

Технический редактор Е. И. Сангурова

Корректор Т. Г. Бросалина

Сдано в набор 13.08.85.

Подписано в печать 11.09.85.

Формат 60×90¹/₈.

Печать высокая.

Усл. печ. л. 6,0.

Усл. кр.-отт. 6,75.

Т-18468.

Уч.-изд. л. 8,79.

Тираж 14 400 экз.

Зак. 362.

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

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

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru



ВНИМАНИЮ ПОДПИСЧИКОВ!

Всесоюзный научно-исследовательский институт информации по строительству и архитектуре (ВНИИС) Госстроя СССР объявляет подписку на ИЗДАНИЯ 1986 г.

В 1986 г. будут издаваться:

- **БИБЛИОГРАФИЧЕСКАЯ ИНФОРМАЦИЯ** на картах
- **РЕФЕРАТИВНЫЙ ЖУРНАЛ** «Строительство и архитектура»
- **ОБЗОРНАЯ ИНФОРМАЦИЯ** (аналитические и сопоставительные обзоры)
- **ЭКСПРЕСС-ИНФОРМАЦИЯ** (издается по тематическим сериям, а также по вопросам: «НТИ в строительстве», «Международное сотрудничество, деятельность международных организаций по строительству»)
- **КАТАЛОГ ПАСПОРТОВ** «Научно-технические достижения, рекомендуемые для использования в строительстве»
- **ОПЕРАТИВНАЯ СИГНАЛЬНАЯ ИНФОРМАЦИЯ** «Оглавления иностранных журналов по строительству и архитектуре»

Издания ВНИИСа Госстроя СССР предназначены для руководящих, научных и инженерно-технических работников строительно-монтажных организаций, проектных и научно-исследовательских институтов, лабораторий и конструкторских бюро отрасли, профессорско-преподавательского состава, аспирантов и студентов учебных заведений строительного и архитектурного профилей.

Полный перечень изданий ВНИИСа и подробные сведения об информационных услугах института содержатся в «Проспекте изданий» ВНИИСа на 1986 г. и в каталоге изданий органов информации, издаваемом агентством «Союзпечать».

За проспектом ВНИИСа обращаться по адресу: 121471, г. Москва, Можайское шоссе, 25. Отдел организации и внедрения НТИ ВНИИСа. Телефон для справок: 443-31-54.

Контроль отношения влаги песка и выработки унифицированного сигнала, а также корректировку дозы воды в бетонной смеси обеспечит

Влагомер песка бетонной смеси типа ВПС-205,

применение которого повысит производительность труда, улучшит условия работы обслуживающего персонала, а также увеличит точность дозирования воды затворения на 40%, что соответственно ведет к сокращению расхода цемента и повышению качества строительства.

Влагомер песка бетонной смеси типа ВПС-205 — прибор общепромышленного назначения, имеет широкий диапазон измерения влажности, повышенную надежность, а также содержит множительное устройство, которое перемножает сигнал, поступающий с измерителя влажности песка, на внешний сигнал, пропорциональный массе песка.

Техническая характеристика прибора

Диапазон измерения влажности песка, %	от 0 до 12
Шкала отградуирована в единицах влажности песка с ценой деления, %	0,2
Предел допускаемого значения основной абсолютной погрешности, %	$\pm 0,5$
Выходной сигнал по ГОСТ 9895—78, В	от 0 до 10
Анализируемая среда:	строительный песок
мелкая, фракции, мм	от 0,14 до 1,25
крупная, фракции, мм	от 1,25 до 5,00
температура, °С	от 5 до 40
Относительная влажность, %	от 30 до 90
Давление, кПа	от 84 до 106,7
Потребляемая мощность — не более, ВА	100
Напряжение питания, В	220 ⁺²² ₋₃₃
Частота питания, Гц	50 $\pm$ 1
Масса датчика, кг	7,8
Габаритные размеры датчика не более, мм	1670 $\times$ 185 $\times$ 160
Масса преобразователя, кг	14,0
Габаритные размеры преобразователя, мм	320 $\times$ 200 $\times$ 540

Разработчик — Всесоюзный научно-исследовательский институт аналитической техники (ВНИИАТ) Тбилисского НПО «Аналитприбор».

Изготовитель — Горийский опытный завод аналитических приборов (ГОЗАП, 383505, Гори, Цхинвальское шоссе, 8) Тбилисского НПО «Аналитприбор».