

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

1 • 1982

Дорогие читатели!

**Редколлегия и редакция журнала
«Бетон и железобетон»
поздравляют Вас с Новым годом,
желают дальнейших успехов в труде
и большого личного счастья**

Авторские свидетельства

№ 5*

№ 802228. К. К. Тихонович. **Масса для изготовления гипсобетонных изделий.**

№ 802229. В. В. Тимашев, Б. Я. Ерышев, Н. А. Требухина и В. М. Фалина. ЦНИИЭП сельстрой и МХТИ им. Менделеева. **Поверхностно-активная добавка для бетонной смеси и способ ее получения.**

№ 802245. М. Н. Фокин, А. Ф. Телесницкий, И. К. Шмелев и др. ВНИИ по защите металлов от коррозии, Молдавский филиал Союзоргтехводстроя и ПО Промводмонтаж. **Полимербетонная смесь.**

№ 802473. Г. И. Бердичевский, Л. В. Руф и А. И. Хачатрян. НИИЖБ. **Устройство для анкеровки напряженной арматуры.**

№ 802478. Г. Н. Межевой, Л. Г. Храковский и М. Б. Мимер. **Способ возведения монолитной железобетонной конструкции.**

№ 6

№ 804438. В. И. Удовиков, В. П. Сабалдырь и Л. В. Андреева. НИИСП. **Устройство для уплотнения бетонной смеси.**

№ 804439. Г. И. Холодинский, М. Р. Пресс и В. Г. Холодинский. **Виброплощадка.**

№ 804440. В. И. Гуйтур. Николаевский инженерно-строительный филиал Одесского инженерно-строительного ин-та. **Устройство для формирования бетонных изделий.**

№ 804441. В. С. Конкин и Л. Е. Мальцев. Тюменский инженерно-строительный ин-т. **Поддон формы для изготовления железобетонных изделий.**

№ 804444. В. М. Туркин, А. А. Андреев, В. А. Корнеев и др. СКБ Главмосстроя. **Устройство для изготовления железобетонных блоков.**

№ 804445. И. Е. Ходырев, Э. Я. Дон, В. Г. Ефремов и Э. М. Дервинская. Подмосковное отделение Союзводпроекта. **Форма для изготовления железобетонных изделий.**

№ 804447. Ю. М. Ахорзин и С. Г. Порубов. **Устройство для образования пустот в изделиях из бетонных смесей.**

№ 804448. М. С. Сеница, Л. Е. Ягнетинский, К. В. Клупшас и др. ВНИИ теплоизоляционных и акустических строительных материалов и изделий. **Установка для срезки горбушки сырца ячеистого бетона.**

№ 804454. А. А. Борщевский, А. И. Дмитриев, С. И. Попов и др. МИСИ и ВНИО Союзжелезобетон. **Установка для формования трубчатых изделий.**

№ 804456. А. С. Лукьянов, В. И. Мелихов и Е. Г. Фролов. ВНИО Союзжелезобетон. **Способ изготовления трубчатых изделий.**

№ 804593. А. С. Коломацкий, В. И. Бабушкин, И. И. Василенко и др. Белгородский технологический ин-т строительных материалов. **Добавка в бетон.**

№ 804594. А. В. Лагойда, Ю. П. Карнаухов, И. Г. Метелицын и др. НИИЖБ. **Комплексная добавка для бетонной смеси.**

№ 804596. М. А. Самедов, Г. Б. Кулиев, Л. Г. Гусейнова и Э. А. Алиева. НИИСМ. **Сырьевая смесь для получения легкого жаростойкого бетона.**

№ 804599. О. П. Мчедлов-Петросян, В. И. Бабушкин, Б. А. Качура и др. ХИСИ и НИИСМ. **Ячеистобетонная смесь.**

№ 804601. А. И. Миняйло, О. Ф. Дворядкина и В. И. Кравченко. **Полимерцементная смесь.**

№ 804603. К. В. Розе, А. Е. Гуревич и Ю. Г. Рудеров. Оргтехстром. **Огнеупорная бетонная смесь.**

№ 804604. В. Д. Лихачев, И. В.

Вольф, В. И. Романов и др. Донецкий Промстройинипроект. **Бетонная смесь.**

№ 804612. В. Н. Глухов, Л. Б. Цимерманис и А. Р. Генкин. Уралнистром. **Способ автоматического управления тепловыми режимами при термообработке облицовочных железобетонных плит в кассетных формах.**

№ 804613. Т. А. Красовская, С. С. Давыдов, В. В. Кожин и др. МИИТ и ВНИИ по защите металлов от коррозии. **Способ защиты свежееуложенного бетона.**

№ 804804. В. В. Бедарев и В. А. Черноиваненко. Новокузнецкое отделение Уралнистрома. **Сборно-монолитное перекрытие.**

№ 804805. В. И. Королев и А. С. Шевелев. Промстройпроект. **Блок покрытия здания из сборных железобетонных конструкций.**

№ 804807. Г. И. Амелькин и В. Г. Матвеев. Магнитогорский горно-металлургический ин-т. **Железобетонная ферма.**

№ 804810. В. М. Сурдин и В. Т. Кияшко. Криворожский горнорудный ин-т. **Железобетонная несущая балка.**

№ 804812. М. Д. Портнов, И. И. Порошин, Е. Д. Кремлин и др. Донецкий Промстройинипроект. **Устройство для перемещения горизонтально-скользящей опалубки.**

№ 7

№ 806410. О. М. Лунин, Л. П. Туляков, Н. В. Зуб и др. Виброплощадка для уплотнения бетонных смесей. № 806411. С. С. Беренсон, О. В. Еременко, И. Н. Агафонов и С. И. Петровский. ЦНИИЭП жилища. **Устройство для уплотнения бетонной смеси в форме.**

№ 806413. Г. А. Рогов. Минский филиал Стройиндустрия. **Устройство для изготовления железобетонных изделий.** № 806414. Б. И. Рубин и А. Н. Третьок. ПКБ Минсельстроя БССР. **Форма для изготовления железобетонных изделий.**

* См.: Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1981.

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО КОМИТЕТА СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

ИЗДАЕТСЯ с апреля 1955 г.

Содержание

Решения XXVI съезда КПСС — в жизнь!

Сборно-монолитные железобетонные конструкции в одиннадцатой пятилетке	2
<i>Бердичевский Г. И., Гольшев А. Б.</i> Опыт и перспективы применения сборно-монолитных железобетонных конструкций	3
<i>Черный А. С.</i> Некоторые рекомендации по проектированию и применению сборно-монолитных конструкций	4
<i>Либерман А. Д.</i> Эффективные конструкции сборно-монолитных покрытий одноэтажных промзданий	6
<i>Сунгатуллин Я. Г.</i> О резервах снижения материалоемкости перекрытий промзданий	8
<i>Гнидец Б. Г., Завадяк П. П.</i> Опыт применения сборно-монолитных конструкций с напрягаемой арматурой в стыках	9
<i>Оатул А. А., Сонин С. А., Запрутин Г. Н., Карякин А. А.</i> Изгибаемые сборно-монолитные конструкции с бесшпоночным контактом	12
<i>Кузьмичев А. Е., Магомедов Р. О.</i> К расчету элементов сборно-монолитных конструкций по предельным состояниям второй группы	14
<i>Харченко А. В.</i> Расчет прочности сборно-монолитных конструкций по нормальным сечениям	16
<i>Затворническая Т. Н., Седых Ю. Р., Филонидов А. М., Фрейдин К. Б.</i> Усадка литого бетона в сборно-монолитных конструкциях	18

Экономия ресурсов

<i>Фоломеев А. А.</i> Оценка эффективности бетона и железобетона по энергозатратам	20
--	----

Конструкции

<i>Жуковский Э. З.</i> Исследование большепролетных составных оболочек	21
<i>Ларищева И. Ю., Гуца Ю. П., Крылов С. М.</i> Влияние длительной нагрузки переменного уровня на трещиностойкость и деформативность изгибаемых элементов	24
<i>Милованов А. Ф., Самойленко В. Н., Бадридинов Ф. Б.</i> Прочность изгибаемых элементов при совместном действии одностороннего нагрева и нагрузки	26
<i>Маилян Д. Р.</i> Эффект неравномерного предварительного обжатия гибких колонн	27
<i>Перепечин В. И.</i> Деформирование сжато-изогнутых плит с различными условиями опирания кромок	29

Бетоны

<i>Москвин В. М., Батраков В. Г., Розенталь Н. К., Артеменко Е. В., Селиванов И. И., Плугин А. Н., Братчиков В. Г.</i> Порошкообразные комплексные модификаторы бетона	30
<i>Черкинский Ю. С., Свечин Н. В., Никонов М. Р., Кайсер Л. А., Сорокин Ю. В., Зисман З. И., Самсонова Л. С.</i> Бетон на алигитовом цементе	31
<i>Квирикадзе О. П.</i> Определение начального модуля упругости бетона	32

Заводское производство

<i>Чирков Ю. Б., Соснин А. С.</i> Технологическая линия по водонасыщению пористых заполнителей	34
<i>Атаев С. С., Шпак М. В.</i> Рациональные параметры процесса механизированной отделки строительных конструкций	36

Вопросы экономики

<i>Рискинд Б. Я., Себежко Б. С., Эпштейн Н. Б.</i> Опыт работы предприятий Главжелезобетона в новых условиях планирования	38
<i>Устименко В. В.</i> Нормирование капитальных вложений в производство сборного железобетона	40

Использование промышленных отходов

<i>Некрасов К. Д., Ярмаковский В. Н., Ремнев В. В.</i> Химический активатор твердения из отработанных травильных растворов	41
<i>Стороженко Л. И., Шевченко Б. Н.</i> Преднапряженные конструкции из бетона на отходах горнорудной промышленности	42
<i>Горшков А. М., Россовский В. Н., Лифшиц А. В., Королева О. Е.</i> Морозостойкость керамзитозолобетонных на каменноугольных золошлаковых смесях	44

Долговечность

<i>Викторов А. М., Осипов А. Д.</i> Способы борьбы с щелочной коррозией бетона	46
--	----

1

[322]

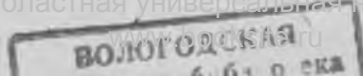
январь 1982



ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ

Москва

© Стройиздат, 1982



СБОРНО-МОНОЛИТНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ В ОДИННАДЦАТОЙ ПЯТИЛЕТКЕ

К сборно-монолитным относятся конструкции, конструктивные системы, сооружения или их комплексы, в которых объединены в различных сочетаниях и объемных соотношениях сборный и монолитный железобетон. Такое объединение должно, в конечном счете, повысить эффективность конструктивных решений возводимых или реконструируемых железобетонных зданий и сооружений различного назначения.

Капитальное строительство расходует в настоящее время в год [по уровню 1980 г.] около 95 млн. т цемента, 10 млн. т стальных труб и 17 млн. т стального профильного проката, включая метизные изделия. Железобетонные конструкции потребляют ежегодно в качестве стержневой (проволочной) арматуры и закладных деталей примерно 12 млн. т стального проката, т. е. около 70% его общего расхода на капитальное строительство.

Расширение объемов применения сборно-монолитного железобетона создает возможности экономии металла, расходующегося на армирование и закладные детали. С другой стороны, необходимо отметить, что в текущей пятилетке особое значение приобретают вопросы реконструкции предприятий.

Преимущественными направлениями капитальных вложений во многих важных отраслях промышленности в одиннадцатой пятилетке, как определено «Основными направлениями экономического и социального развития СССР на 1981—1985 годы и на период до 1990 года», станут реконструкция и техническое перевооружение действующих предприятий. Затраты на эти мероприятия окупаются в среднем в 3 раза быстрее, чем при строительстве новых предприятий того же назначения или при расширении (достройке) действующих.

Сооружение новых промышленных объектов или расширение существующих намечено всемерно ограничить. Новое строительство будет вестись, в первую очередь, в отраслях и видах производства, которые обеспечивают либо существенные сдвиги в общественном производстве, либо расширение добычи, переработки и использования топливно-энергетических и минеральных ресурсов восточных и северных районов страны.

Применение сборно-монолитного железобетона при решении задач, связанных с реконструкцией предприятий, а также при проектировании и возведении зданий и сооружений для упомянутых отраслей промстроительства позволит в ряде случаев повысить эффективность принимаемых инженерных решений.

Области совместного использования сборного и монолитного железобетона достаточно обширны и разнообразны. Прежде всего, следует отметить установившуюся практику непосредственного применения сборно-монолитных конструкций главным образом в тех частях зданий и сооружений, для которых нельзя найти удовлетворительные полносборные решения на основе общепринятых типовых конструкций. При проектировании ряда наземных и подземных сооружений черной и цветной металлургии, химической, горнодобывающей и других отраслей промышленности, отличающихся сложностью и разнообразием объемно-планировочных решений, большим насыщением тяжелым технологическим оборудованием и необходимостью устройства значительного числа отверстий и проходов различных очертаний и размеров весьма целесообразно, особенно в перекрытиях, применять сборно-монолитный железобетон.

Обычно при этом удается обойтись минимальным числом типоразмеров сборных элементов, включающих в себя основную рабочую арматуру будущего сборно-монолитного перекрытия или других изгибаемых (внецентренно сжатых) частей сооружения. Как правило, на эти сборные элементы передается вес сырого бетона, к ним крепятся опалубочные устройства. Они же используются для фиксации дополнительных арматурных каркасов и необходимых закладных устройств и деталей.

Основными преимуществами этих решений, при использовании которых удается сохранить достаточно высокий уровень индустриальности производства работ, являются уменьшение массы сборных элементов и соответственно расходов на их транспортирование и монтаж, облегчение условий их поставки, снижение расхода рабочей арматуры благодаря использованию преднапряженных сборных элементов, удешевление опалубочных и поддерживающих устройств.

До сих пор недостаточно распространено применение сборно-монолитного железобетона при устройстве узлов и сопряжений типовых несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений. В подавляющем большинстве случаев здесь все еще преобладают металлоемкие сварные стыки и сопряжения. Следует отметить, что в строительной практике промышленно развитых капиталистических стран в аналогичных ситуациях обычно используют различные бессварные узлы и сопряжения, которые выполняются с применением омоноличивания арматурных выпусков.

На основе омоноличивания должно получить более широкое распространение объединение сборных плит покрытий и перекрытий со стропильными конструкциями, ригелями и прогонами. При этом, как показывает практика, наряду со снижением материалоемкости достигается повышение жесткости пространственно работающих сооружений, их лучшая сопротивляемость возможным перегрузкам и неблагоприятным последствиям местных повреждений.

При реконструкции производственных зданий и сооружений зачастую возникает необходимость изменения величин пролетов или шагов несущих конструкций, увеличения их несущей способности, изменения расположения опор, а также количества и массы подвешиваемых к элементам каркаса видов оборудования и коммуникационных устройств. Для решения этих задач обычно также приходится прибегать к применению конструктивных приемов, обеспечивающих совместную работу сборного и монолитного железобетона.

Можно назвать и другие области рационального использования сборно-монолитного железобетона в отечественном строительстве.

В настоящее время достаточно полно разработаны и экспериментально проверены методы расчета сборно-монолитных конструкций. Прошли практическую проверку и основные приемы их конструирования. Имеется ряд примеров удачного использования сборно-монолитных конструкций в промышленном и жилищном строительстве. Однако объемы применения сборно-монолитного железобетона у нас все же нельзя признать достаточными. Должны быть приняты все меры к их дальнейшему увеличению. В значительной степени этому могли бы способствовать более полная разработка методов оценки экономической эффективности конструктивных решений из сборно-монолитного железобетона и создание специализированной номенклатуры сборных изделий для этих целей.

УДК 624.012.4:624.93

Г. И. БЕРДИЧЕВСКИЙ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ);
А. Б. ГОЛЫШЕВ, д-р техн. наук, проф. (НИИСК)

Опыт и перспективы применения сборно-монолитных железобетонных конструкций

Сборно-монолитные железобетонные конструкции представляют собой рациональное объединение сборных элементов с монолитным бетоном (армированным или неармированным) в общем конструктивном решении, рассматриваемом как единое целое. Они имеют особенности, присущие и сборному, и монолитному железобетону.

Так, сборно-монолитные конструкции сохраняют преимущества индустриального строительства, поскольку сборные элементы изготавливаются на заводах и после монтажа объединяются в единую конструктивную систему путем омоноличивания с использованием сравнительно небольших объемов железобетона. Элементы в узлах сопряжений соединяются с уменьшением применения сварки и закладных деталей или с полным их исключением; при этом упрощается создание неразрезности конструкций на основе образования замоноличенных стыков. Появляется возможность уменьшения массы при выполнении сборных элементов с неполным профилем и снижением расхода металла в перекрытиях при использовании в преднапряженных сборных элементах напрягаемой арматуры из высокопрочной стали. Монолитные перекрытия осуществляются с минимальными затратами на опалубку, и особенно на поддерживающие ее устройства, функции которых обычно выполняют сборные элементы.

Монолитность и статическая неопределимость, свойственные сборно-монолитным конструкциям, в значительной степени увеличивают жесткость и пространственную устойчивость сооружений. Существенно повышается их надежность в целом и отдельных элементов при местных повреждениях, концентрированных нагрузках или особых и непредвиденных воздействиях. Достаточно полное использование на стадии проектирования преимуществ расчета по статической неопределимости может способст-

вовать существенной экономии материалов.

Зонирование при размещении материалов позволяет в ряде случаев с выгодой использовать для замоноличивания наряду с высокопрочными бетоны меньшей прочности с сокращенным расходом цемента или в отдельных случаях получать экономию стали за счет исключения арматуры в сжатой зоне сечения при выполнении ее из бетона замоноличивания повышенной прочности.

Следует считать установленным, что совместная работа сборных элементов обеспечивается и с тяжелым, и с легким бетоном замоноличивания в широком диапазоне прочностей. Поэтому методы изготовления сборно-монолитного железобетона могут быть распространены на обширный класс легкобетонных и комбинированных конструкций, что позволяет в целом добиться снижения массы сооружения, улучшения акустических, термозоляционных и других характеристик перекрытий или ограждений.

Сборно-монолитные конструкции эффективно применяются в строительстве. Так, производственные здания для предприятий черной и цветной металлургии, химической и горнодобывающей промышленности проектируются многоэтажными с тяжелыми нагрузками на перекрытия. Большая насыщенность технологическим оборудованием, наличие многочисленных закладных деталей и отверстий в перекрытиях в значительной степени ограничивает применение типовых сборных железобетонных панелей. Поэтому плиты в таких перекрытиях, как правило, проектируются монолитными по сборным балкам, изготовленным половинной высоты, а после монтажа наращенным до проектной одновременно с бетонированием плиты.

Существенный эффект достигается при применении покрытий и перекрытий в виде сборных панелей, работающих совместно со стропильными конструкциями

или ригелями. Включение плит в работу позволяет повысить жесткость покрытия, облегчить массу зданий и добиться снижения расхода бетона и стали.

Значительное применение находит сборно-монолитный железобетон в фундаментах под оборудование на предприятиях строительной индустрии и горнообработывающей промышленности, а также в крупных подземных коммуникационных сооружениях. Анализ проектных решений, а также опыт эксплуатации показывает, что именно при строительстве сложных подземных сооружений применение сборно-монолитных конструкций весьма целесообразно. Особенно большие возможности открываются при возведении перекрытий подземных сооружений, работающих на тяжелые технологические нагрузки.

Практика отечественного и зарубежного строительства свидетельствует о целесообразности широкого использования сборно-монолитного железобетона при возведении городских и автодорожных мостов, в том числе сборно-монолитных неразрезных плитных строений из сборных преднапряженных балок и плит. Основные направления технического прогресса в советском мостостроении, как известно, тесно связаны с экономией стали. Этой задаче подчинено расширение применения железобетонных конструкций. Однако во многих случаях, особенно при больших пролетах, применение стальных конструкций оказывается технически оправданным. Для современных условий характерно рациональное сочетание стальных балок с железобетонной плитой проезжей части в сборно-монолитном исполнении.

Сборно-монолитный железобетон эффективен и в гидротехнических сооружениях — шлюзах и эстакадах, перекрытиях отсасывающих труб и спиральных камер ГЭС. Широкое применение в строительстве гидроэлектростанций получили выполняющие роль опалубки плиты — оболочки плотин, конструкции, армированные преднапряженными сборными элементами в виде балок, решеток, плит и брусьев, ребристые преднапряженные плиты с монолитным заполнителем полостей бетоном, кольцевые опоры. Такими плитами — оболочками покрыты многие сотни тысяч квадратных метров поверхностей сооружений, что позволило заметно сократить сроки строительства.

Следует отметить, что в конструкциях, армированных сборными элементами, лучше обеспечивается трещиностойкость в зоне растяжения, что особенно важно для напорных и емкостных сооружений.

Применение сборно-монолитных конструкций позволяет также повысить

уровень индустриализации строительных работ при возведении некоторых частей зданий и сооружений различного назначения, выполняемых в настоящее время в монолитном железобетоне. Это подтверждается, в частности, практикой Южного Урала, где за последние годы на строительстве промышленных объектов заметно возрос объем сборно-монолитного железобетона.

Вместе с тем присущие сборно-монолитному железобетону достоинства могут быть реализованы в достаточной степени только при правильном проектировании конструкций с учетом их специфических особенностей.

В последние годы в НИИЖБ, НИИСК, Казанском ИСИ, Курском, Львовском и Челябинском политехнических институтах, ЦНИИПромзданий, НИС Гидропроекта им. Жука, Уральском, Харьковском и Челябинском промстройпроектах и других организациях страны выполнен ряд исследований сборно-монолитных конструкций при различного рода нагрузках и воздействиях.

Проведены обширные экспериментальные и теоретические исследования несущей способности и трещиностойкости изгибаемых и внецентренно нагруженных конструкций по нормальным и наклонным сечениям и разработаны соответствующие рекомендации по расчету и конструированию, выполнен комплекс экспериментальных работ по оценке

влияния ползучести и усадки бетонов на напряженно-деформированное состояние конструкций в процессе эксплуатации и разработаны практические способы учета при проектировании указанного влияния. Решен ряд таких специфических и достаточно сложных задач, как прочность изгибаемых и внецентренно нагруженных конструкций по контакту старого и нового бетона при однократном статическом нагружении, прочность изгибаемых конструкций по нормальным сечениям при длительном предварительном выдерживании под нагрузкой и последующем догружении, деформативность и трещиностойкость изгибаемых конструкций с предварительно загруженными (до образования трещин) сборными элементами и др.

Значительные работы еще предстоит выполнить по исследованию и разработке методов расчета изгибаемых и сжатых сборно-монолитных конструкций при многократно повторных нагрузках, так как во многих областях строительства, там, где использование сборно-монолитного железобетона наиболее целесообразно, такие нагрузки являются преобладающими.

Должны быть продолжены теоретические и экспериментальные исследования влияния длительных процессов, протекающих в бетоне, на распределение усилий в сборно-монолитных статически неопределимых конструкциях.

Практический интерес представляют исследования несущей способности, деформативности и трещиностойкости сборно-монолитных конструкций при совместном действии изгибающих и крутящих моментов, характерном, например, для краевых участков перекрытий. Значительный объем работ связан с решением вопросов экономики сборно-монолитного железобетона, установлением областей рационального его применения, проектированием оптимальных по общей компоновке поперечных сечений, а также конструкций сборных элементов с учетом требований унификации и типизации.

На основе обобщения результатов исследований должно быть составлено руководство по расчету, конструированию и особенностям возведения сборно-монолитных железобетонных конструкций зданий и сооружений различного назначения. Его выпуск создаст необходимые условия для разработки типовых решений и проектной документации.

Особую актуальность вопросы использования сборно-монолитных конструкций приобретают в связи с намеченной в одиннадцатой пятилетке широкой программой реконструкции предприятий различных отраслей промышленности, требующей усиления несущих конструкций зданий и сооружений или серьезного изменения их расчетных схем.

УДК 624.012.4:624.93

А. С. ЧЕРНЫЙ, канд. техн. наук, заслуженный строитель РСФСР
(Челябинский политехнический ин-т)

Некоторые рекомендации по проектированию и применению сборно-монолитных конструкций

Сборно-монолитные конструкции следует применять для строительства сооружений, для которых нельзя найти удовлетворительный полносборный вариант. Широкому внедрению сборных конструкций, например, для подземных сооружений в черной металлургии препятствует сложность и разнообразие объемно-планировочных решений, что вызывает большое число и малую повторяемость типоразмеров, а также значительные нагрузки, обуславливающие большие размеры сечений этих элемен-

тов и их массу, превышающую грузоподъемность кранов. Наиболее эффективно эти затруднения можно устранить только в результате применения сборно-монолитных конструкций.

При возведении монолитных железобетонных конструкций наиболее трудоемкая операция — устройство лесов и опалубки с последующей их разборкой, поскольку требуются квалифицированные плотники и значительное количество лесоматериалов.

В настоящее время применяется дере-

вянная и металлическая инвентарная опалубка. Однако для ее устройства и фиксации в проектном положении конструкций также необходимы большие затраты труда и материалов. Так, при сооружении фундаментов под прокатное оборудование трудозатраты на устройство опалубки составляют 40—58%.

Учитывая это обстоятельство сборно-монолитные конструкции необходимо проектировать таким образом, чтобы максимально уменьшить трудозатраты

по сравнению с монолитными, в первую очередь в результате сокращения объема опалубочных работ.

На основе многолетнего опыта строительства в Челябинске и области, разработаны рекомендации рационального проектирования и применения сборно-монолитных конструкций.

Необходимо полное исключение поддерживающих опалубку лесов и опалубки горизонтальных плоскостей. На участках замоноличивания опалубку крепят к ранее смонтированным сборным элементам. На нижележащие сборные конструкции следует укладывать плиты и прогоны, рассчитанные на восприятие нагрузки от свежесуложенного бетона и монтажные нагрузки. В этих элементах должна быть заложена рабочая арматура основной конструкции, в том числе выпущенная наружу поперечная арматура. Использование этого приема дает возможность вкраплением в монолитное сооружение необходимого числа сборных элементов изменить характер и трудоемкость его возведения.

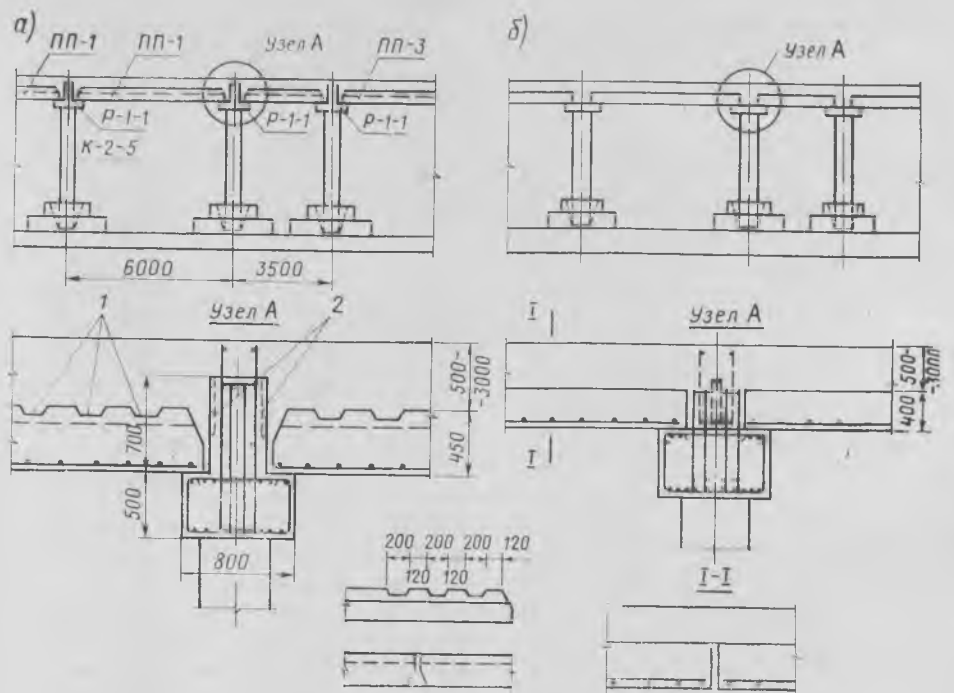
Соотношение объема сборной части сборно-монолитной конструкции и общего объема (процент сборности) не является показателем эффективности, и при оценке конкурентоспособности сборно-монолитных конструкций определять и учитывать этот показатель нет необходимости.

Соединение сборной и монолитной частей конструкции должно обеспечивать их совместную работу как единой монолитной системы. Сборно-монолитные гидротехнические сооружения (резервуары, бассейны градирен, отстойники, самотечные каналы, водоприемные намеры и др.) более водонепроницаемые, чем монолитные. Это объясняется тем, что в сборно-монолитной конструкции отсутствуют сложности возведения, приводящие к появлению слабых мест и дефектов в монолитной конструкции.

Сборные элементы сборно-монолитной конструкции должны иметь простую опалубочную форму, обеспечивающую технологичность их изготовления при минимальных затратах на опалубку и оснастку.

Сборные элементы следует проектировать такой конфигурации, чтобы их можно было изготавливать на поддонах и стендах с помощью простейшей бортоватки: деревянной, металлической (рамки), металлобетонной. Металлическую опалубку рекомендуется использовать в основном для выпуска стандартных типовых изделий.

Совместная работа старого и нового бетона вполне обеспечивается незаглаженной поверхностью плоскости контакта сборных элементов и устройством



Сборно-монолитные фундаменты под стан 350/500 в г. Златоусте

а — проектный вариант; б — вариант, осуществленный трестом Челябинметаллургстрой

выпусков арматуры. При надлежащем подборе состава бетона и крупности заполнителя незаглаженная поверхность бетона, уложенного с применением вибрации, имеет неровности 5—20 мм. В качестве выпусков служит проектная поперечная арматура. Надежность такого контакта подтверждена многолетней эксплуатацией ответственных сооружений, подверженных воздействию значительных нагрузок.

В целях экономии цемента сборные элементы следует выполнять из бетона высоких марок, а монолитные — из бетона более низких марок.

Групповые фундаменты стана 350/500 Златоустовского металлургического завода были запроектированы Харьковским Промстройпроектом в сборно-монолитных конструкциях. При этом предусмотрена установка ригелей таврового сечения полкой книзу по сборным колоннам, по полкам ригелей укладываются сборные плиты высотой 450 мм. По настилу из плит бетонируется верхняя монолитная плита фундаментов под клетки (см. рисунок). Для обеспечения совместной работы с верхней монолитной плитой фундамента на вертикальных плоскостях стенки ригеля на всю ее высоту у опор с каждой стороны расположены пилообразные шпонки на длине 900—1600 мм. Для выполнения такой конструкции ригелей требуется сложная металлическая опалубка. Плоские плиты имели скосы по торцам и продольным

граням, на верхней их плоскости, у опор, предусмотрены трапециевидные шпонки на всю ширину плиты. По проекту предполагалась раскладка плит с зазором 175—350 мм. Это требует подвешивания опалубки на всех швах между плитами, что в свою очередь вызывает необходимость устройства подмостей.

Трест Челябинметаллургстрой на основе изложенных рекомендаций осуществил более технологичный и менее трудоемкий вариант конструкций фундаментов (см. рисунок).

Проверочный расчет показал, что только нижняя полка ригеля способна выдержать монтажные нагрузки и нагрузку от свежесуложенного бетона. Это дало возможность делать сборную часть ригеля прямоугольной. Совместная работа с монолитной частью ригеля обеспечивалась шероховатостями незаглаженной поверхности верхней грани сборной части. Поэтому отпала необходимость в изготовлении металлической опалубки для бетонирования ригелей.

Конструкция плит также была упрощена — ликвидированы скосы по граням и шпонки на верхней плоскости плит. Верхнюю плоскость плит оставляли незаглаженной, плиты укладывали без зазора.

Приведенный пример указывает на то, что, руководствуясь данными рекомендациями, можно значительно сократить расход труда, материалов и оснастки.

Эффективные конструкции сборно-монолитных покрытий одноэтажных промзданий

В Украинской и Белорусской ССР более 20 лет применяют эффективные конструкции сборно-монолитных покрытий промышленных зданий.

Киевским Промстройпроектом, Белпромпроектом, ПИ-3 и другими при участии НИИСК разработаны технические решения и рабочие чертежи таких покрытий. Так, за указанный период в этих республиках построено свыше 300 промышленных объектов общей площадью более 3 млн. м². Получен значительный экономический эффект, наряду с улучшением эксплуатационных свойств конструкций — жесткости покрытия, антикоррозионной защиты, долговечности. Промздания со сборно-монолитными покрытиями возведены и успешно эксплуатируются в Киеве, Днепропетровске, Днепродзержинске, Чернигове, Черкассах, Житомире, Минске и др. (рис. 1, 2).

При монтаже сборно-монолитных покрытий плоские элементы ребристых плит и ферм-диафрагм объединяют с помощью сварки и бетона замоноличивания. Эти элементы заводского изготовления, работающие до замоноличивания по разрезной схеме, после замоноличивания превращаются в пространственные или неразрезные системы. Такое конструктивное решение позволяет снизить собственную массу сборных эле-

ментов и покрытия на 12—15%, расход стали до 15—20% и сметную стоимость на 8—10%. В отдельных случаях, при увеличении пролетов и полезных нагрузок, эффективность возрастает: так, для пролетов 30—36 м экономия стали доходит до 20—25 кг/м², а денежных средств — до 6—7 р/м² покрытия.

По сравнению с разрезными конструкциями эти преимущества достигаются без увеличения трудозатрат на изготовление и монтаж, так как объем бетона уменьшается, а технология изготовления, транспортирования и монтажа покрытий остается прежней. Приведенная высота бетона замоноличивания на 1 м² площади здания составляет 1—1,4 см, или 14—16% общего расхода бетона по сравнению с 9—10% в типовых сборных решениях. В складчатых покрытиях эта величина снижается на 30—40%, так как замоноличивание производится на половину высоты ребра.

Суммарные трудозатраты на изготовление и монтаж сборно-монолитных покрытий на 8—10% ниже соответствующих показателей для сборных плоскостных конструкций. Марка бетона замоноличивания принимается М 150 — М 200.

Сборно-монолитное решение конструкции покрытия позволяет достичь высокой степени унификации элементов путем применения однотипных сборных

конструкций с соответствующим армированием швов, рассчитанных на приложение нагрузок после замоноличивания. Таким же путем повышают несущую способность покрытий.

За указанный период разработаны, исследованы и внедрены различные типы сборно-монолитных покрытий, работающие по пространственной и неразрезной схемам. Схемы очень разнообразны применительно к условиям эксплуатации и назначению зданий (покрытия бесфонарные и с фонарями, с крышными вентиляторами, с мостовыми кранами и подвесным транспортом, с кровлей скатной и малоуклонной, с подвесными потолками и т. д.). Внедрены следующие конструктивные схемы: сборно-монолитные покрытия по сегментным фермам пролетом 18, 24, 30 м с плитами 1,5×6×0,3 м; короткие цилиндрические оболочки с сеткой колонн 24×12 и 18×12 м с плитами 3×12×0,36 м; сборно-монолитные покрытия по сталежелезобетонным аркам-диафрагмам пролетом 18, 24, 36 м с плитами 3×12×0,36 м; складчатые покрытия с сеткой колонн 24×6 м и плитами 3×6×0,2 м, а также с сеткой колонн 24×12 и 18×12 м и плитами 3×12×0,45 м (подвесной транспорт пролетом 6 м); неразрезные сборно-монолитные покрытия по железобетонным балкам и фермам пролетом 12, 18, 24 м с плитами 3×12×0,36 м, а также по стальным фермам пролетом 30—36 м с плитами 3×6×0,25 м и 3×12×0,36 м. Около 80% рассмотренных схем относятся к пространственным конструкциям типа коротких цилиндрических оболочек или призматическим складкам.

Замоноличивание панелей значительно повышает жесткость и трещиностойкость плит, работающих отдельно, что позволяет уменьшить высоту ребер в 1,3—1,5 раза. Фермы-диафрагмы облегчаются при создании неполного сечения верхнего пояса, рассчитанного по монтажной стадии работы конструкции. В сталежелезобетонных фермах-диафрагмах или арках комбинированного типа в железобетоне выполняется лишь верхний пояс, а остальные элементы — затяжка, раскосы, стойки — в металле (рис. 3).

В стадии эксплуатации в сборно-монолитных покрытиях образуется комплексное сечение, состоящее из верхнего пояса фермы (балки), примыкающих торцевых ребер плит и бетона замоноличивания. Для бесфонарных покрытий можно частично включать в состав сечения полки плит. По верхнему поясу ферм устраивают бетонные выступы, воспринимающие сдвигающие усилия между плитами и диафрагмами. Как в оболочке, так и в неразрезных системах, наи-



Рис. 1. Сборно-монолитное покрытие пролетом 30 м с плитами 1,5×6×0,3 м (Днепродзержинск)

большие сдвигающие силы возникают у опорных панелей поперечной конструкции.

Торцевые ребра плит устраивают на всю высоту плиты (за вычетом 20 мм), причем они одновременно служат опалубкой комплексного сечения пояса при замоноличивании швов. В местах фонарных проемов сечение поясов ферм увеличивается, что компенсирует отсутствие торцевых ребер плит. При переходе на зенитные фонари с сохранением контурных ребер плит (без полки) сечение верхнего пояса ферм постоянно, что сокращает номенклатуру изделий и повышает экономическую эффективность покрытий.

В конструкциях складчатых покрытий достигается максимальное использование типовых сборных элементов плит и ферм, отсутствуют бортовые элементы, а замоноличивание выполняется лишь на части высоты продольных ребер плит (до уширения). Таким покрытиям придается рациональная форма очертания кровли с углами перелома смежных граней плит в $5-8^\circ$. Это достигается путем устройства бетонных столбиков в некоторых узлах типовых ферм.

Для II и III районов снеговой нагрузки складчатое очертание кровли позволяет уменьшить высоту ребер плит (при шаге 6 м) с 300 до 200 мм без снижения расхода стали с одновременным увеличением жесткости ребер более чем в 1,5 раза. Шаг поперечных ребер увеличивается с 1 до 2 м. Масса плиты снижается на 18% при снижении марки бетона на 50—100 кгс/см².

Для складчатых покрытий с шагом 12 м опалубочные размеры типовых плит $3 \times 12 \times 0,45$ м не меняются, но складчатое очертание позволяет снизить марку бетона не менее, чем на одну ступень,



Рис. 3. Покрытие со сталежелезобетонными арками-диафрагмами пролетом 36 м (Обуховская картонная фабрика, Киев)

уменьшить при этом расход стали на $1-1,3$ кг/м² и цемента на $3-5$ кг/м².

Для восприятия сдвигающих сил в складчатых сборно-монолитных покрытиях у опорных узлов устанавливают уголки-упоры, а между плитами на концах продольных ребер выполняют пазы.

Около трети промышленных зданий решаются с применением подвешенного транспорта грузоподъемностью от 1 до 5 т включительно. Обычно транспорт закрепляется к фермам покрытия, размещаемым с шагом 6 м. НИИСК разработаны и экспериментально проверены на натуральных фрагментах и некоторых объектах, возведенных в Киеве, Гомеле и др., крепления подвешенного транспорта длиной 6 м к покрытиям с шагом ферм 12 м с подвеской крановых путей в швы к плитам покрытий, минуя фермы. Это позволяет, используя пространственную работу замоноличенных плит покрытия, сократить расход прокатного металла на $4-5$ кг/м² и снизить число монтажных элементов покрытий ферм в 3, а плит — в 2 раза.

Снижение массы покрытия и наличие жесткого диска целесообразно при проектировании зданий в сейсмически активных районах. Казахским Промстройинипроектом с участием НИИСК исследованы модели в масштабе 1:4, подтверждающие возможность применения облегченных сборно-монолитных складчатых покрытий в районах с сейсмичностью 7—9 бал.

Министроем КиргССР по чертежам Киргизпромпроекта начато строительство с покрытиями такого типа в г. Фрунзе и Пржевальске. Особенностью складчатых покрытий является их взаимозаменяемость с типовыми разрезными решениями, а простота изготовления, транспортирования и монтажа обуславливают возможность их массового применения.

Совершенствование сборно-монолитных пространственных покрытий необходимо направлять на дальнейшее снижение массы элементов благодаря применению высокопрочных бетонов в фермах-диафрагмах, облегчение диафрагм при переходе на комбинированные сталежелезобетонные конструкции, применение легких бетонов для плит покрытий. Целесообразно снижать расход стали при шаге диафрагм 12 м в сочетании с креплением путей подвешенного транспорта через 6 м (к плитам покрытий в четвертях пролета); заменять светоаэрационные фонари зенитными, позволяющими получить пространственную систему покрытия и разработать типовые сборно-монолитные конструкции покрытий промзданий.

Назрела необходимость пересмотра практики проектирования покрытий промзданий в виде разрезных конструкций в связи с целесообразностью перехода на сборно-монолитные решения.

Типовые сборные покрытия можно легко трансформировать в пространственные или неразрезные конструкции, что весьма перспективно для промышленного строительства.



Рис. 2. Фермы-диафрагмы складчатого покрытия пролетом 24 м (Броварский завод ЖБК, Киев)

О резервах снижения материалоемкости перекрытий промзданий

Перекрытия многоэтажных промзданий составляют до 60% общей массы железобетона, необходимого на возведение каркаса наземной части. Поэтому актуальна проблема их экономичного проектирования.

Перекрытия при сетке колонн 6×6 и 6×9 м под полезные нагрузки до 0,025 МПа возводят из сборного железобетона по типовым проектам серии ИИ-20, в которых с целью сокращения мокрых процессов на стройплощадке максимальна уменьшена масса монолитного бетона. Это возможно только при искусственном разделении монтажа железобетонных конструкций и устройства бетонного основания под полы и самих полов. Как правило, во всех производственных зданиях устраиваются монолитные бетонные основания под полы из легких и обычных бетонов марок М 100 и выше, толщина которых составляет не менее 4—5 см. Однако наличие этого бетона при расчете плит второстепенной и главной балок не учитывается.

Экспериментальные исследования и изучение опыта эксплуатации сборных железобетонных перекрытий [1—3] показали, что монолитный бетон, уложенный в качестве основания под полы, даже без строгого соблюдения требований к устройству сборно-монолитных конструкций после приобретения им проектной прочности работает совместно с основанием из сборного железобетона вплоть до достижения конструкцией первого предельного состояния.

На протяжении 25 лет было обследовано значительное число сборных и сборно-монолитных перекрытий в районах Южного и Среднего Урала, в северных районах КазССР и ТатАССР.

Так, перекрытие печного цеха, состоящее из сборных главных и второстепенных балок и монолитной плиты, было запроектировано Уралгипрохимом в предположении их раздельной работы. Перекрытие подвергли испытанию через год после возведения. После поэтапного приложения расчетной нагрузки 0,02 МПа и выдерживания ее в течение 28 ч прогибы второстепенных балок и неразрезных ригелей не превышали 1/1000 пролета. Трещин как в монолитной не-

разрезной плите, так и в сборных балках не обнаружено.

Аналогичное по конструкции перекрытие фильтрационного отделения печного цеха Актюбинского завода хромовых соединений было подвергнуто испытанию еще в процессе строительства. В результате установлено, что при действии нормативной нагрузки трещины в растянутой зоне не образовывались, а прогибы не превышали 1/1000 пролета. Только после приложения расчетной нагрузки появились первые трещины с шириной раскрытия не более 0,05 мм. Указанные перекрытия эксплуатируются более 15 лет и никаких признаков повышенной деформативности не обнаружено.

Аналогичным испытаниям подвергли железобетонный каркас 7-этажного производственного корпуса в Свердловске, получившего вследствие неравномерных осадок фундамента значительные деформации. Весьма интересные данные были получены при испытании 9-метрового неразрезного ригеля рамы железобетонного каркаса 3-этажного производственного здания завода ЭВМ в Казани (каркас сборный по серии ИИ-20). В качестве основания под полы уложен керамзитобетон марки М 100 толщиной 6 см. Здание эксплуатируется более 10 лет и в 1980 г. подверглось действию высокой температуры вследствие пожара. С целью решения вопроса о возможности дальнейшей эксплуатации каркаса испытали плиту перекрытия и ригель рамы с доведением нагрузки до расчетной. Деформации прогиба продольных ребер плиты перекрытия при действии нормативной нагрузки в течение 3 ч составили 1/2320 пролета. Температурно-усадочные трещины, образовавшиеся вследствие действия открытого огня, не раскрывались. Нагрузку на ригель рамы довели до расчетной. После выдерживания эксплуатационной нагрузки в течение 30 мин деформации прогиба составили 1/1342 пролета, температурно-усадочные трещины не раскрывались.

Наличие не предусмотренного проектом запаса по второй группе предельных состояний в рассматриваемых конструкциях объясняется тем, что монолитный бетон плиты, или бетон, уложенный

в качестве основного под полы, при наличии нормального сцепления с бетоном сборных элементов включается в работу сечения плиты, второстепенной и главной балок и работает совместно вплоть до достижения конструкцией первого предельного состояния.

Проверочные расчеты показали, что включение в работу монолитного бетона марки М 150 и выше слоем толщиной 5 см, укладываемого в качестве основания под полы, позволяет снизить грузоподъемность сборной плиты серии ИИ-20 на целую ступень, т. е. для перекрытий, несущих полезную нагрузку 0,15 МПа, можно применять сборные плиты под нагрузку 0,01 МПа, что дает возможность значительно сократить расход рабочей арматуры.

В перекрытиях промзданий под нагрузки, превышающие 0,025 МПа, ослабленных множеством технологических проемов, применение сборного железобетона оказывается экономически не оправданным. Поэтому проектировщики прибегают к монолитным решениям. Однако наряду с серьезным улучшением конструктивных решений при использовании монолитного бетона увеличиваются построчные трудозатраты и потребляется значительное количество лесоматериалов на устройство лесов и опалубки. Технические целесообразными и экономически выгодными в этих случаях являются сборно-монолитные конструкции.

Технико-экономический анализ перекрытий на различных отметках, выполненных из сборных балок и монолитной плиты, а также полностью из монолитного железобетона по деревянной опалубке при строительстве главного корпуса фабрики окомкования Сжоловско-Сарбаевского ГОК, погрузочного пункта концентратов разреза № 2 комбината «Сахалинуголь», силосного склада клинкера и других объектов [3], показал, что выполнение таких перекрытий сборно-монолитными с использованием сборных элементов неполного сечения позволило бы экономить около 30 м³ древесины на 100 м³ железобетона и на 1000 м² перекрытий снизить построчную трудоемкость более чем на 2000 чел.-ч,

Наименование объекта и варианта перекрытия	Расход бетона, приведенного к единой марке, м ³	Расход стали, приведенной к Ст3, кг	Трудоемкость на 1 м ² железобетона, чел.-дн	Сметная стоимость, приведенная к 1 району, р
Средне-Уральский медеплавильный завод (сборное)	85,16	15891	0,82**	4378**
Красноуральский медеплавильный комбинат, Балхашский медеплавильный завод (сборное)	99,88	19026	0,83**	5427**
Предложения Уралпромстройини-проекта (сборно-монолитное с преднапряжением на опорах и в пролете)	68,88/13,01*	10706	1,2	3396

* Перед чертой — сборный; после черты — монолитный.

** Показатели без учета трудоемкости укладки и стоимости монолитного бетона, необходимого для замоноличивания швов и устройства выравнивающего слоя.

а стоимость более чем на 40 тыс. р. Приведенные в таблице экономические показатели трех постаментов под нагрузку 0,02 МПа для серпокислотного производства на секцию размером 6×18 м также свидетельствуют о возможности значительного снижения материалоемкости и стоимости конструкций при использовании сборно-монолитного варианта.

Выводы

Использование в работе сечения сборного перекрытия монолитного бетона, уложенного в качестве основания под полы, в зависимости от его марки и толщины позволяет значительно увеличить момент внутренних сил и, следовательно, снизить расход рабочей продольной арматуры.

УДК 624.012.4:624.93:691.87:693.554

Б. Г. ГНИДЕЦ, канд. техн. наук;
П. П. ЗАВАДЯК, инж. (Львовский политехнический ин-т)

Опыт применения сборно-монолитных конструкций с напрягаемой арматурой в стыках

Одним из перспективных направлений совершенствования конструкций промышленных и гражданских зданий является обеспечение совместной работы сборных элементов с повышением их несущей способности, жесткости и трещиностойкости за счет превращения однопролетных свободно опертых элементов в статически неопределимые сборно-монолитные неразрезные конструкции [1].

Кафедрой строительных конструкций Львовского политехнического института при участии НИИЖБ и НИИСК Госстроя СССР разработаны сборно-монолитные статически неопределимые конструкции с применением преднапряженных стыков [1—5]. Предварительное напряжение в их стыках при монтаже используется не только для объединения сборных элементов в неразрезные, но и для создания в них искусственного, наиболее выгодного напряженного состояния путем регулирования усилий. Созданные на этом принципе конструкции по материалоемкости, стоимости и

эксплуатационным качествам могут успешно конкурировать с монолитными, а по методу возведения приближаются к сборным.

На рис. 1 показана конструкция покрытия одноэтажного промышленного здания, состоящая из сборных балок пролетом 18 м и облегченных ребристых плит размерами 3×12 м. После монтажа путем натяжения надпорной арматуры в стыках балок и плит с последующим замоноличиванием создается неразрезность в двух направлениях. Арматура стыков балок размещается по верху приопорных выступов и крепится к закладным деталям в виде пластин, приваренных к отогнутым стержням, объединенным в плоские каркасы.

Точность при электротермическом натяжении арматуры в стыках достигается приваркой анкерных коротышей на стержнях по месту в проектном положении впритык к упорам закладных деталей. После удлинения стержней в результате нагрева в образовавшийся зазор устанавливаются прокладки

При соблюдении требований источника [4] по составу монолитного бетона и конструкции контакта фактическая прочность сцепления монолитного бетона со сборным обеспечивает их совместную работу в составе ребристого перекрытия вплоть до достижения конструкцией первого предельного состояния.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Сунгатуллин Я. Г. Предварительно напряженные неразрезные плиты перекрытий из керамзитобетона. — Бетон и железобетон, 1963, № 5.
2. Сунгатуллин Я. Г. Сборно-монолитные железобетонные конструкции промышленных зданий и сооружений. Казань. Казанский химико-технологический ин-т, 1977.
3. Сунгатуллин Я. Г., Черный А. С., Валева А. Х. Применение сборно-монолитных конструкций на строительстве промышленных зданий и сооружений. Железобетонные конструкции комплексного сечения (Исследования и опыт применения на Урале). — В сб. трудов НИИ по строительству, вып. 11. Свердловск, 1963.
4. Проектирование и изготовление сборно-монолитных конструкций. Киев, Будівельник, 1975.

расчетной толщины с учетом потерь напряжения от деформации и смещения анкеров, вследствие обжатия стыков и взаимного поворота сечений балок, а также неодновременного натяжения стержней. Для включения всех конструкций в работу по неразрезной схеме или создания более выгодного напряженного состояния при натяжении надпорной арматуры производится искусственное регулирование усилий. Оно осуществляется путем изменения высоты установки армоцементных прокладок в швах между торцами балок или изменения величины предварительного напряжения в арматуре для получения дополнительных моментов M_N .

Для изучения работы конструкций покрытий были проведены экспериментальные исследования фрагментов в масштабе 1:3 для сетки колонн 12×18 м. Испытания [2] позволили сделать вывод о возможности применения аналогичных решений для экспериментального строительства. Такое строительство покрытия здания площадью

2,1 тыс. м² было выполнено трестом Львовпромстрой (рис. 2).

Для проверки прочности, жесткости и трещиностойкости конструкций при участии НИИЖБ проводились испытания до разрушения фрагмента покрытия длиной 36 м и шириной 3,5 м в виде однопролетной двухконсольной балки с монолитными плитами. Распределение усилий в опытной конструкции фрагмента при загрузении в начальной стадии работы, образование и развитие трещин в пролетах и на опорах свидетельствует о высокой степени монолитности конструкции покрытия [3].

Конструкции покрытия были исследованы в процессе монтажа и в первый период их эксплуатации. Предварительно были выполнены работы по подготовке длительных натуральных испытаний покрытия. Для замера реакции на промежуточных опорах трехпролетных неразрезных балок с пролетами 18 м на четырех колоннах были установлены

гидравлические динамометры с дистанционной записью показаний при помощи электрических образцовых манометров и автоматических самопишущих приборов. Для контроля показаний манометров и данных автоматической записи к динамометрам параллельно подключались обычные манометры.

На всех стадиях длительных испытаний деформации бетона и арматуры измеряли с помощью механических и электротензометрических приборов, установленных на опорах и в пролетах двух трехпролетных неразрезных балок с пролетами 18 м и трех трехпролетных плит покрытия с пролетами 12 м. Для замера прогибов в пролетах были установлены индикаторы часового типа. Наблюдения за показаниями приборов вели на всех стадиях монтажа конструкций покрытия и устройства кровли, а также на протяжении трех лет эксплуатации. Испытания подтвердили все расчетные данные по жесткости,

трещиностойкости и распределению усилий при эксплуатационных нагрузках.

По сравнению с типовыми конструкциями покрытий при сетке колонн 18×12 м для плоской и малоуклонной кровли трест Львовпромстрой сэкономил 22% бетона и 21% арматуры. Соимость 1 м² покрытия снижена на 3,7 р., а общая стоимость строительства здания — на 24 тыс. р.

Исследования многопролетных неразрезных конструкций с предварительно напряженными стыками проводились также при строительстве фабрики гипсоваты в г. Черкассы и хлопкопрядильной фабрики в г. Долина Ивано-Франковской обл. Для покрытия этих зданий с сеткой колонн 12×18 м с применением коробчатых настилов НИИСК Госстроя СССР совместно с Львовским политехническим институтом разработали конструкцию прогонов пролетом 12 м с напряженными стыками (рис. 3). Про-

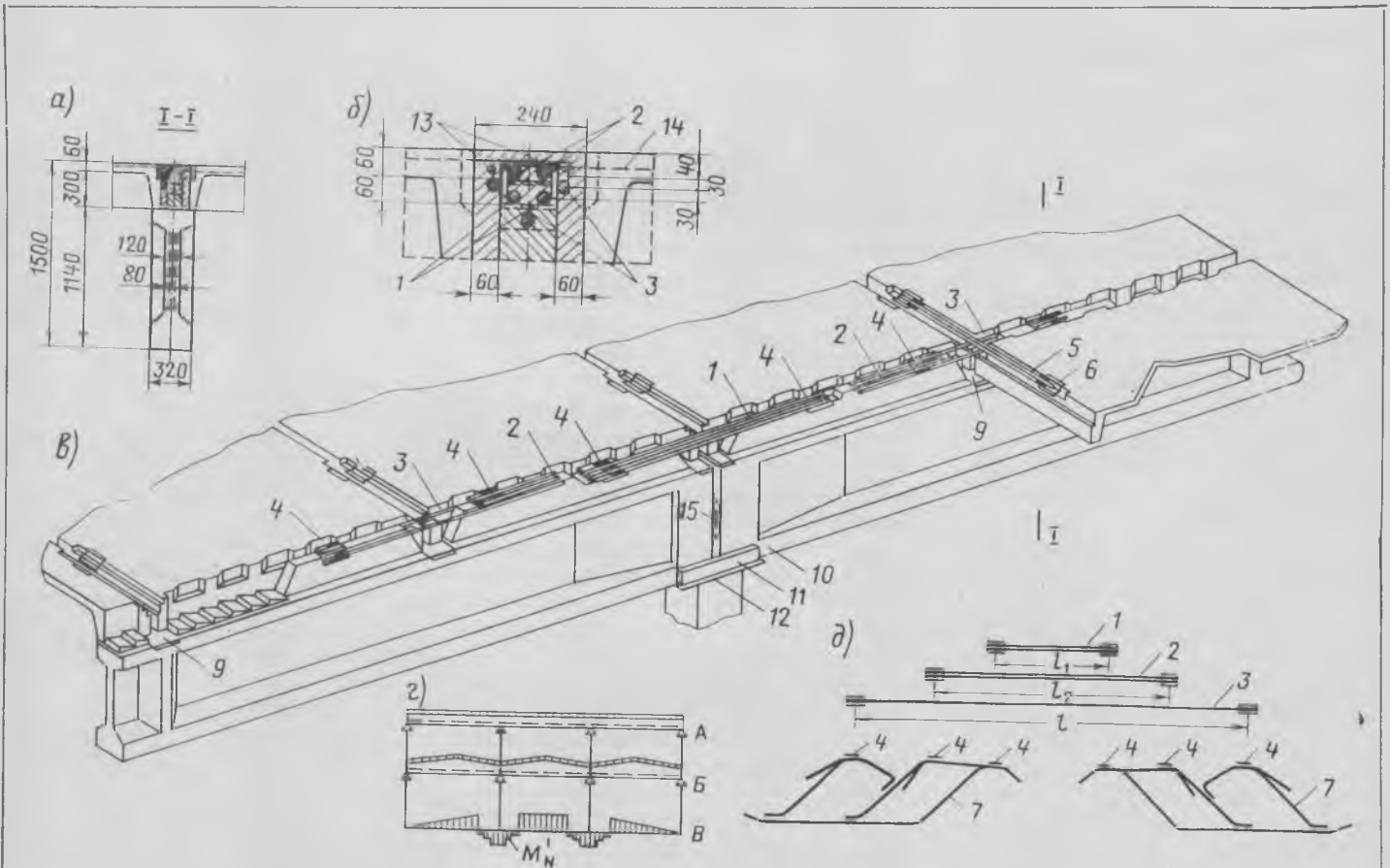


Рис. 1. Стык с предварительно напряженной арматурой сборно-монолитных неразрезных конструкций покрытий

а — пролетное сечение сборно-монолитной балки покрытия пролетом 18 м; б — размещение напрягаемой арматуры в опорных сечениях балок; в — монтажная схема преднапряженного стыка покрытия; г — эпюра дополнительных моментов от натяжения арматуры в стыках балок с плоской и малоуклонной кровлями; д — сварные каркасы с анкерными деталями напрягаемой арматуры стыков балок; 1—3 — напрягаемая арматура стыков балок; 4 — закладные детали для анкерки арматуры; 5 — напрягаемая арматура стыков плит; 6 — закладные детали плит; 7 — отогнутые стержни каркасов; 8 — прокладки, устанавливаемые в зазор после нагрева арматуры стыков; 9 — закладные детали балок для приварки плит; 10 — закладные детали балок на опорах; 11 — накладки; 12 — закладные детали колонн; 13 — ненапрягаемая арматура стыков балок; 14 — ненапрягаемая арматура стыков плит; 15 — армоцементные прокладки

гоны сечением 500×600 мм с прядевой напрягаемой арматурой изготовили из бетона марки М 600. Напряжение стержневой арматуры стыков из 6 стержней диаметром 36 мм арматуры класса А-IIIв проводилось при монтаже электротермическим способом. Для проверки расчетных данных и отработки технологии натяжения арматуры проводились испытания опытной однопролетной конструкции со стыком и консолью [4], а также велись наблюдения в процессе монтажа неразрезных прогонов покрытия и обследования их состояния в первый период эксплуатации.

Испытания дали возможность рекомендовать к применению конструкции неразрезных прогонов. Использование таких конструкций прогонов на строительстве покрытия фабрики гигроваты площадью 20 тыс. м² и хлопкопрядильной фабрики площадью 70 тыс. м² позволило уменьшить расход бетона на 15 %, стали на 10 % и снизить стоимость строительства на 74,1 тыс. р.

С использованием предварительно напряженных стыков и регулирования усилий были разработаны также конструкции каркасов и перекрытий многоэтажных промышленных зданий с укрупненной сеткой колонн 12×6, 12×9 и 12×12 м. Напрягаемая арматура стыков размещается в надпорной части ригелей, ее пропускают через отверстия в колоннах и закрепляют к закладным деталям. При разработке максимально использованы конструкции типовых ригелей и колонн серии ИИ-20, а также ребристые плиты покрытий размерами 12×1,5 и 12×3 м [5].

Для каркасов и перекрытий многоэтажных промышленных зданий, работающих в условиях агрессивной среды, предложены и разработаны стыки, где преднапряженная арматура замоноличивается полимербетоном. Испытание опытных образцов стыков показало, что трещины в них могут появляться и развиваться только при разрушении, а в стадии эксплуатации они работают без трещин.

Экономический эффект от применения описанных конструкций многоэтажных промышленных зданий может быть получен за счет увеличения производственных площадей на 8—10 %, уменьшения материалоемкости до 15—20 % и капитальных затрат на их изготовление. Это подтверждается результатами экспериментального строительства двухэтажного здания с сеткой колонн 12×9 м площадью 1700 м², выполненного трестом Львовпромстрой.

С использованием аналогичных предварительно напряженных стыков раз-



Рис. 2. Экспериментальное строительство одноэтажного промышленного здания с неразрезными сборно-монокричными балками и плитами покрытия с преднапряженными стыками

работаны многопролетные неразрезные конструкции подкрановых балок пролетами 12 м и пролетных строений мостов (для пролетов 18—33 м). Испытание опытных образцов конструкций пролетами 3—6 м с учетом подвижного характера нагрузки, а также натуральных фрагментов стыков показали их высокую экономическую эффективность по сравнению с типовыми решениями.

Опыт показывает, что предварительно напряженные стыки обеспечивают высокую степень монолитности, увеличивают жесткость и трещиностойкость сборно-монокричных статически неопределимых железобетонных конструкций, уменьшают расход материалов и строительную высоту зданий при одновременном увеличении надежности и долговечности.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Курылло А. С., Гнидец Б. Г. Сборные железобетонные конструкции производственных зданий с натяжением арматуры в монтажных стыках. — Бетон и железобетон, 1966, № 5.
2. Гнидец Б. Г., Пархомовский А. С., Марковский И. М. Исследование предварительно напряженных сборно-монокричных неразрезных железобетонных конструкций покрытий промышленных зданий с регулированием усилий. В сб.: Вестник ЛПИ, № 11, Львов, 1966.
3. Гнидец Б. Г., Завадяк П. П. Особенности работы и характер разрушения натуральных конструкций сборно-монокричных неразрезных покрытий промышленных зданий с предварительно напряженными стыками. В сб.: Вестник ЛПИ, № 51, Львов, 1971.
4. Либерман А. Д., Янкевич М. А., Бондарев В. А. и др. Неразрезные преднапряженные прогоны покрытий промзданий. — Промышленное строительство и инженерные сооружения, 1973, № 5.
5. Гнидец Б. Г. Исследование конструкций многоэтажных промышленных зданий с предварительно напряженными замоноличенными стыками и регулированием усилий. В сб.: Вестник ЛПИ, № 47, Вопросы современного строительства. Львов, 1970.



Рис. 3. Конструкция здания с неразрезными прогонами под коробчатые настилы покрытий

Изгибаемые сборно-монолитные конструкции с бесшпоночным контактом

Кафедра железобетонных конструкций ЧПИ и Главюзарлстрой Минтяжстроя СССР проводят исследования и внедрение в практику строительства сборно-монолитных конструкций тяжелонагруженных подземных сооружений цехов металлургической промышленности (рис. 1). Установлено, что использование таких конструкций взамен монолитных, а в ряде случаев и сборных, позволяет получить ощутимый технико-экономический эффект.

Экспериментальные исследования выполнялись на балках прямоугольного сечения с нагрузкой сверху, балках таврового сечения с полкой в растянутой зоне с передачей нагрузки на полку, специальных образцах, имитирующих работу контакта на срез. Теоритические исследования выполнены методом конечных элементов. В опытных образцах контакт между старым и новым бетоном осуществлялся без шпонок, за счет сцепления бетона по достаточно шероховатой поверхности контакта и работы поперечной арматуры.

Исследования показали, что прочность

балок прямоугольного сечения в целом зависит от прочности контакта на опорных участках, отсекаемых крайними наклонными трещинами.

Для определения их положения рассматривается ломаное сечение балки (рис. 2). Предполагается, что плоскости сечения при деформировании не искривляются, их взаимное положение не изменяется. Перед образованием трещины в бетоне растянутой зоны развиваются неупругие деформации (коэффициент $\nu_p = 0,5$), эпюра нормальных напряжений с ординатой R_p — прямоугольная; в бетоне сжатой зоны деформации упругие (коэффициент $\nu = 1$), эпюра нормальных напряжений треугольная.

После образования наклонной трещины усилие в продольной арматуре равно

$$N_{ат} = 2n R_p \mu h b \cos 45^\circ + R_p (h - x_T) b,$$

а напряжения в поперечной арматуре определяют по формуле

$$\sigma_{хт} = R_a x \frac{Q}{Q_6 + Q_x}.$$

В этой стадии из равенства моментов внутренних и внешних сил

$$Q(A + h_0 - x_T) - q \frac{(A + h_0 - x_T)^2}{2} = N_{ат} \left(h_0 - \frac{x_T}{3} \right) + \sigma_{хт} \mu_x b \frac{(h_0 - x_T)^2}{2}$$

спределяется положение крайних наклонных трещин (см. рис. 2,а).

Участок, отсекаемый крайней наклонной трещиной, находится под воздействием усилий, являющихся внешними по отношению к сечению по контакту (сечение II—II). Из условий равновесия в этом сечении определяется скальзующее усилие $Q_{ск}$, сила обжатия контакта N и момент $M_{ск}$. Согласно рекомендациям СНиП, из расчета сечения на внецентренное сжатие находим высоту сжатой зоны сечения (так называемый участок «активного сцепления», $l_{акт}$) и растянутую зону сечения (участок нарушенного сцепления).

Условие прочности контакта определяется по зависимости

$$Q_{ск} \leq \tau_{сц} b l_{акт} + N j_{тр} + F'_a \sigma_{a.сц} + F_a R_{ср},$$

где $\tau_{сц}$ — сопротивление срезу на участке контакта между бетонами; $\sigma_{a.сц}$ — сопротивление срезу арматуры на участке активного сцепления; $j_{тр}$ — коэффициент трения бетона по бетону; $R_{ср}$ — сопротивление срезу арматуры на участке нарушенного сцепления; F_a, F'_a — суммарные площади поперечного сечения хо-

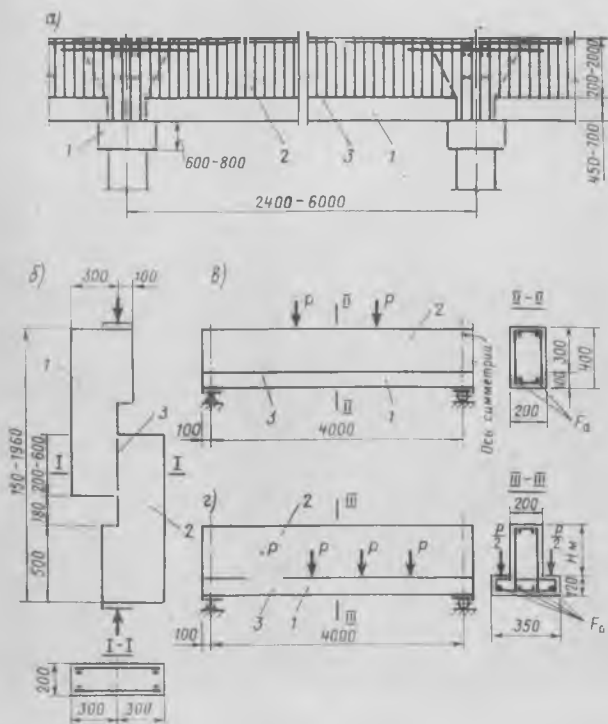


Рис. 1. Схема изгибаемых сборно-монолитных конструкций с бесшпоночным контактом

а — сборно-монолитное перекрытие; б — образец, имитирующий работу контакта по срезу; в — балка прямоугольного сечения; г — балка таврового сечения; 1 — сборный элемент; 2 — монолитная часть; 3 — контакт между старым и новым бетоном

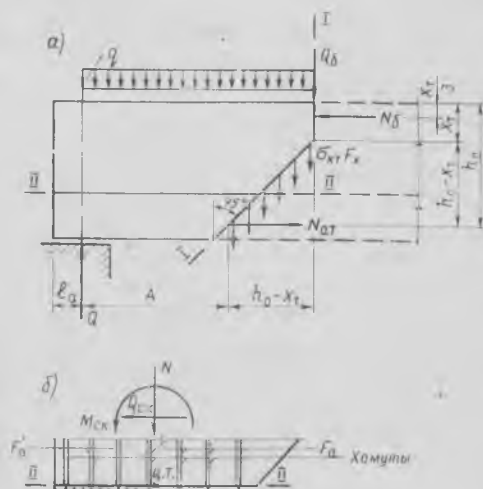


Рис. 2. Схема усилий, действующих на опорный участок (а) и в сечении II—II по контакту (б)

мутов соответственно в растянутой и сжатой зонах сечения II—II.

Испытание образцов на срез показало, что при обеспечении чистой, шероховатой поверхности контакта и наличии поперечной арматуры предельное сопротивление бетона срезу на длине площадки $l_{cp} \leq 20$ см можно принять $\tau_{сд} = 2R_p$. При большей длине площадки сопротивление бетона срезу определяется по формуле

$$\tau_{сд} = 2R_p \frac{l_{cp, 20}}{l_{cp}} m;$$

$$m = 1 + 0,005 (l_{cp} - l_{cp, 20}).$$

Испытания тавровых балок позволили выявить характер деформированного состояния в зоне контакта бетона, оценить влияние поперечной арматуры и сцепления между бетонами на величину сопротивления контакта в процессе его деформирования, установить влияние контакта на прочность, жесткость и деформативность балок с различными соотношениями жесткостей сборной и монолитной частей и различным процентом продольного армирования.

Испытанные балки отличались коэффициентом продольного армирования μ и высотой монолитной части H_m (см. таблицу). Сборные полки выполнены одинаковыми — $b_n \times h_n = 350 \times 120$ мм². Для оценки влияния контактного слоя между бетонами на поведение балок были испытаны монолитные балки БМ-6 и БМ-12, а также БС-7, связь между ребром и полкой которой осуществлялась только за счет поперечной арматуры, а поверхности соприкосновения бетонов изолированы друг от друга.

Все балки запроектированы с учетом требований СНиП в предположении совместной работы сборной и монолитной частей. Проектная марка бетона М 300.

В процессе испытания измеряли взаимные вертикальные и горизонтальные смещения бетонов сборной и монолитной частей вдоль контакта, деформации поперечной (в месте пересечения контакта) и продольной арматуры, прогибы балок, фиксировали нагрузку, при которой образовывались трещины.

Причиной разрушения балок явилось достижение продольной арматуры предела текучести. Относительное отклонение фактических разрушающих нагрузок от вычисленных по СНиП было невелико.

Начало нарушения контакта сборно-монолитных балок характеризуется образованием локальных горизонтальных трещин между сборной и монолитной частями в местах приложения сосредоточенных сил. Сборная часть балки в этом месте отрывается от монолитной.

Такое же явление отмечалось и в монолитных балках.

При сравнении нагрузок, при которой образовались первые горизонтальные трещины по контакту $R_{конт}$, для различных сборно-монолитных балок, видно, что эта нагрузка уменьшается с увеличением коэффициента продольного армирования балок и возрастает с уменьшением высоты монолитной части.

Максимальные трещины по контакту, равные 0,28 мм, зафиксированы в балке БСМ-10. В балках БСМ-8 и БСМ-9 отсутствовали трещины, наклонные и по контакту. В стадии, близкой к разрушению, наиболее насыщены трещинами по контуру участки приложения сосредоточенных сил.

Деформации поперечной арматуры в местах пересечения ею контакта двух бетонов по длине балок весьма неравномерны. Как правило, часть хомутов растянута, другая сжата. Деформации удлинения возникают в основном в тех хомутах, которые находятся в местах приложения сосредоточенных сил или пересекаются наклонными трещинами.

С повышением процента продольного армирования балок наблюдается увеличение максимальных напряжений в хомутах при соответствующих расчетных нагрузках. Это может привести к преждевременному разрушению контакта. Следовательно, увеличение процента продольного армирования требует увеличения процента поперечного армиро-

вания для обеспечения не только прочности наклонных сечений, но и надежности работы контакта.

Напряженно-деформированное состояние сборно-монолитной балки БСМ-4 было рассчитано методом конечных элементов. Контактный слой представлен в схеме в виде ряда конечных элементов, деформативные свойства которых приняты отличными от свойств сборного и монолитного бетонов. Расчет балки методом конечных элементов достаточно четко отразил особенности ее работы с ростом внешней нагрузки и позволил получить результаты, сопоставимые с опытом.

Полученная расчетом схема трещин хорошо соответствует опытной. Расчет позволил определить участки нарушения контакта и место разрушения балки, а также величину разрушающей нагрузки.

Расчет методом конечных элементов показал, что напряженно-деформированное состояние контактного слоя между новым и старым бетонами на разных стадиях работы балки различно. В стадии без трещин контактный слой по длине конструкции в основном сжат в поперечном направлении (за исключением мест приложения сосредоточенных грузов), а взаимные сдвиги бетонов невелики. В стадии работы с трещинами контакт по длине расчленяется на отдельные участки, определяемые расстоянием между трещинами. Наиболее нагруженными являются участки припор-

Марка балки	F_a	μ , %	F_{ax} (на опорном участке)	$R_{разр теор}$, кН	$R_{разр факт}$, кН	$\frac{R_{разр факт} - R_{разр теор}}{R_{разр теор}}$, %	$R_{конт}$, кН
БСМ-2	4 Ø 16АШ	0,7	2 Ø 8АШ $U_x = 200$ мм	79	85	7,6	38
БСМ-3	6 Ø 16АШ	0,7	2 Ø 8АШ $U_x = 200$ мм	79	87,5	10,7	45
БСМ-4	6 Ø 20АШ	1,65	2 Ø 8АШ $U_x = 200$ мм	158	165	4,4	70
БСМ-5	8 Ø 20АШ	2,2	2 Ø 8АШ $U_x = 170$ мм	195	190	2,5	70
БМ-6	8 Ø 20АШ	2,2	2 Ø 8АШ $U_x = 170$ мм	195	205	5,1	80
БС-7	8 Ø 20АШ	2,2	2 Ø 8АШ $U_x = 170$ мм	—	80	—	—
БСМ-8	5 Ø 16АШ	2,09	2 Ø 8АШ $U_x = 350$ мм	32	40	25	35
БСМ-9	5 Ø 20АШ	2,2	2 Ø 8АШ $U_r = 300$ мм	76	85	11,4	50
БСМ-10	8 Ø 20АШ	1,82	2 Ø 8АШ $U_x = 170$ мм	253	245	3,2	75
БСМ-11	8 Ø 20АШ	2,2	2 Ø 8АШ $U_x = 170$ мм	195	200	2,6	75
БМ-12	8 Ø 20АШ	2,2	2 Ø 8АШ $U_r = 170$ мм	195	210	7,7	85

Примечание. H_m балки БСМ-8 равно 150 мм, БСМ-9 — 260 мм, БСМ-10 — 600 мм, остальные балок — 480 мм; U_x — шаг хомутов.

ных зон, где действуют максимальные величины перерезывающих сил.

Выводы

Бесшпоночный контакт между бетонами по чистой шероховатой поверхности и с поперечной арматурой обеспечивает достаточно надежную работу сборно-монолитных балок.

Предложенная методика расчета прочности бесшпоночного контакта учи-

тывает основные условия работы сборно-монолитных балок прямоугольного сечения и позволяет получить надежные результаты.

Расчет сборно-монолитной балки методом конечных элементов дает результаты, качественно и количественно сопоставимые с опытом, и позволяет выявить особенности ее работы под нагрузкой.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Запрутин Г. Н. Исследование прочности и деформативности контакта при срезе в сборно-монолитных конструкциях. — В кн.: ЧПИ № 149. Исследования по бетону и железобетону. Челябинск, 1974.
2. Сонин С. А., Карякин А. А. Экспериментальные и теоретические исследования сборно-монолитных балок таврового сечения. — В кн.: ЧПИ № 225. Исследования по строительной механике и механике грунтов. Челябинск, 1979.
3. Карякин А. А., Оатул А. А. Расчет железобетонных балок методом конечных элементов. Известия вузов. — Стр-во и архитектура, 1977, № 3.

УДК 624.012.4:624.93.001.24

А. Е. КУЗЬМИЧЕВ, канд. техн. наук; Р. О. МАГОМЕДОВ, инж. (НИИЖБ)

К расчету элементов сборно-монолитных конструкций по предельным состояниям второй группы

При оценке работы сборно-монолитной конструкции в стадии эксплуатации необходимо учитывать, что до омоноличивания на сборные элементы действуют сила обжатия N_0 и момент M_1 от нагрузок, возникающих в процессе возведения конструкции.

При расчете бетонных, обычных и преднапряженных железобетонных конструкций по образованию трещин согласно СНиП II-21-75 пользуются эпюрой нормальных напряжений от изгиба в сечении бетона, которая представляет собой в растянутой зоне прямоугольник с напряжением, равным пределу прочности на растяжение R_p , в сжатой зоне — треугольник. При продолжении прямой линии 0—5 (рис. 1, б) из сжатой зоны в растянутую на крайнем волокне сечения отсекается отрезок, равный $2R_p$.

Ранее [1] было доказано, что момент образования трещин можно определять как сумму момента сопротивления бетона при указанной выше эпюре напряжений, умноженного на R_p , и момента силы N_0 относительно ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны.

Дадим графическую интерпретацию предложенного способа определения M_T . При действии на железобетонный элемент изгибающего момента M и силы обжатия N_0 в сжатой зоне возникает треугольная эпюра напряжений, ограниченная линией 0—7 (см. рис. 1, а). Однако при определении M_T используется эпюра напряжений, ограниченная линией 0—5, от действия только момента M , т. е. первая эпюра преобразовывается во вторую путем замены тре-

угольной эпюры 0—5—7 равнодействующей, которая приложена в верхней ядровой точке и не входит в момент сил относительно этой точки.

Это обстоятельство использовано в работе [2] при определении M_T для сборно-монолитного элемента. Для этой эпюры напряжений дополняют четырехугольником 6—7—8—9 (см. рис. 1, в), а соответствующий объем напряжений уравнивают равной и противоположно направленной силой

$$N_2 = \frac{F_2}{h_2} (\sigma_{в2} y_{в2} + \sigma_{н2} y_{н2}), \quad (1)$$

где F_2 , h_2 — соответственно площадь и высота сечения бетона омоноличивания; $y_{в2}$, $y_{н2}$ — расстояние от центра тяжести сечения бетона омоноличивания соответственно до верхнего и нижнего

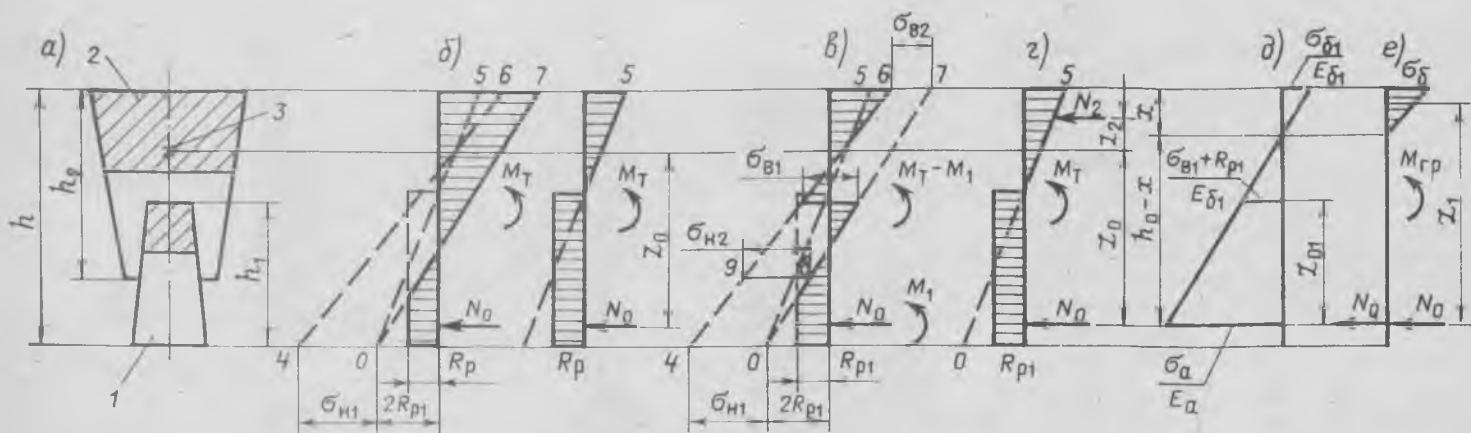


Рис. 1. Схемы усилий и эпюры напряжений

б, в — в предельном состоянии соответственно преднапряженного и сборно-монолитного элемента; б, г — преобразованные для определения M_T ; д, е — то же, для $M_{гр}$; 1 — сборный элемент; 2 — бетон омоноличивания; 3 — ядровая точка; 4—6, 0—7 — соответственно начальное положение сечения и после действия силы N_0 ; 6—7—8—9 — четырехугольник напряжений, дополняющий эпюру в сжатой зоне до треугольной

волокон; $\sigma_{в2}$, $\sigma_{н2}$ — соответственно верхнее и нижнее краевые напряжения в сечении бетона омоноличивания, определяемые по формулам

$$\sigma_{в2} = \sigma_{н1} - \frac{h}{h_1} (\sigma_{н1} - \sigma_{в1});$$

$$\sigma_{н2} = \sigma_{н1} - \frac{h-h_2}{h_1} (\sigma_{н1} - \sigma_{в1}), \quad (2)$$

где $\sigma_{в1}$ и $\sigma_{н1}$ — соответственно верхнее и нижнее краевые напряжения в сечении бетона сборного элемента от действия N_0 и M_1 .

При определении N_2 используется полное сечение бетона омоноличивания, включая и часть его с трещиной. Это позволяет не пересчитывать геометрические характеристики сечения элемента.

Далее полученную эпюру напряжений преобразуют в эпюру с треугольником, ограниченным линией 0—5, от действия только момента M . Для этого заменяют треугольную эпюру напряжений 0—5—7 равнодействующей, приложенной в верхней ядровой точке и не участвующей при определении момента относительно этой точки (см. рис. 1, з). Момент образования трещин сложится из момента внутренних усилий, соответствующих преобразованной эпюре, относительно точки на нулевой линии и момента сил N_0 и N_2 относительно верхней ядровой точки сечения сборно-монолитного элемента

$$M_T = R_{п1} W_T + N_0 z_0 - N_2 z_2, \quad (3)$$

где

$$z_2 = h - \left[y_n + r_{я.в} + y_{в2} - \frac{J_2 (\sigma_{в2} - \sigma_{н2})}{h_2 N_2} \right]; \quad (4)$$

W_T — момент сопротивления сечения сборно-монолитного элемента для крайнего растянутого волокна с учетом неупругих деформаций; $R_{п1}$ — сопротивление на растяжение бетона сборного элемента; y_n , $r_{я.в}$ — расстояние от центра тяжести приведенного сечения сборно-монолитного элемента соответственно до нижнего волокна и ядровой точки; J_2 — момент инерции сечения бетона омоноличивания.

От действия N_0 и M_1 в сечении сборного элемента возникают внутренние усилия, которые препятствуют развитию и раскрытию трещин. Это влияние зависит от высоты сборного элемента h_1 и краевого напряжения $\sigma_{в1}$ и может сохраняться до исчерпания несущей способности сборно-монолитного элемента. С ростом внешней нагрузки оно уменьшается и исчезает, если в сборном элементе ликвидируется краевое напряжение сжатия $\sigma_{в1}$ и возникает напряжение растяжения $R_{п1}$. Соответ-

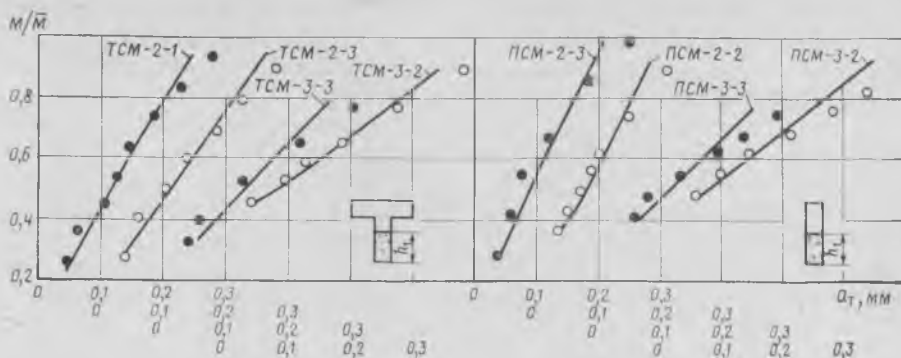


Рис. 2. Зависимость a_T от M/\bar{M}

○ — для балок со сборными элементами, пригруженными до омоноличивания без образования трещин; ● — то же, с образованием трещин; — — теоретические значения

ствующий этому состоянию момент $M_{гр}$ найдем следующим образом. Высоту сжатой зоны x определим из равенства нулю суммы проекций всех сил на горизонтальную ось (см. рис. 1, е), используя линейную диаграмму распределения деформаций в сжатой и растянутой зоне, включая деформации растянутой арматуры (см. рис. 1, д)

$$\sigma_a = n_1 (h_0 - x) \frac{\sigma_{в1} + R_{п1}}{h_0 - x - h_{о1}},$$

$$\sigma_b = x \frac{\sigma_{в1} + R_{п1}}{h_0 - x - h_{о1}}; \quad (5)$$

$$\frac{\sigma_{в1} + R_{п1}}{h_0 - x - h_{о1}} [n_1 F_a (h_0 - x) + S_c] + N_0 = 0, \quad (6)$$

где F_a — площадь растянутой арматуры; S_c — статический момент сечения сжатой зоны относительно нулевой линии; $n_1 = E_a/E_{б1}$.

$$M_{гр} = (N_a + N_0) z_1. \quad (7)$$

Если x из уравнения (6) получится отрицательным или больше $h-h_1$, то $M_{гр}$ равен предельному моменту \bar{M} .

Момент внутренних усилий непосредственно перед образованием трещин $M_{вн} = R_{п1} W_T - N_2 z_2$ (усилия N_0 и M_1 условно относятся к внешним). При образовании трещин в сборном элементе до омоноличивания, $M_{вн}$ вычисляется без учета растянутой зоны сечения элемента. Если начальные значения $M_{вн}$ определить несложно, то промежуточные — затруднительно, так как каждый раз требуется решение системы трех уравнений. Однако, учитывая, что развитие трещин с ростом нагрузки замедляется, можно принять, что уменьшение $M_{вн}$ происходит по параболе от начальных значений до нуля, и расчетный момент перед образованием трещин равен

$$M_p = M - M_{вн} \left(\frac{M_{гр} - M}{M_{гр} - M_T} \right)^2; \quad (8)$$

при образовании трещин

$$M_p = M + M_{вн} \left(\frac{M_{гр} - M}{M_{гр} - M_1} \right)^2. \quad (9)$$

Изменение внешнего момента в сечении сборно-монолитного элемента следует учитывать в расчетах ширины раскрытия трещин по СНиП II-21-75 (при определении напряжения в растянутой арматуре σ_a), по закрытию трещин (при определении M^a), по деформациям [3] (при определении M_3 и M^a).

В НИИЖБ в 1977—1980 гг. были испытаны серии сборно-монолитных балок пролетом 2000 мм с преднапряженными сборными элементами высотой 60, 90, 150 мм. Балки армировали одиночными продольными напрягаемыми стержнями диаметром 10 мм из стали класса Ат-V и диаметром 14 мм из стали класса А-IV с F_a и E_a соответственно равными 0,71 и 1,35 см²; 2,04 × 10⁶ и 1,97 · 10⁶ кгс/см². В сборных элементах высотой 60 мм они располагались в центре тяжести сечения, высо-

Шифр балки	M , кгс·м		M_T^0 , кгс		M_1 , кгс·м		$R_{п1}$, кгс·см ²
	M_T^0	M_T	M_T^0	M_T	N_0	M_1	
TSM-1-1	450	442	1,02	2200	4	30,7	
TSM-1-2	520	537	0,97	3088	4	28,1	
ПСМ-1-1	380	365	1,04	2268	4	30,7	
ПСМ-1-2	400	400	1	3050	4	28,1	
TSM-2-1	—	—	—	2124	100	29,6	
TSM-2-2	450	465	0,97	1765	6	29,6	
TSM-2-3	270	270	1,03	1826	47	29,6	
ПСМ-2-1	380	358	1,06	1750	6	28,9	
ПСМ-2-2	330	310	1,06	2000	30	28,9	
ПСМ-2-3	—	—	—	1660	88	28,9	
TSM-3-1	520	526	0,99	2890	9	34,4	
TSM-3-2	435	410	1,06	2900	75	34,4	
TSM-3-3	—	—	—	3016	228	34,4	
ПСМ-3-1	420	410	1,02	3170	9	30,6	
ПСМ-3-2	390	360	1,08	3250	90	30,6	
ПСМ-3-3	—	—	—	3370	230	30,6	

Примечания: 1. ПСМ — прямоугольные балки сечением 200×50 мм, TSM — тавровые с $h_n^* = 50$ мм и $b_n^* = 200$ мм.

2. M_T^0 и M_T не включают момент от массы испытательного оборудования, равный 20 кгс·м, и бетона омоноличивания.

той 90 и 150 мм — в нижней ядровой точке. Модули упругости бетона сборного элемента и бетона омоноличивания соответственно составили $3-3,5 \cdot 10^5$ и $2,2-2,7 \cdot 10^5$ кгс/см²; значения R_{p1} приведены в таблице. Балки пригружали и испытывали двумя симметрично расположенными сосредоточенными грузами с расстоянием между ними 700 мм. В таблице приведены также опытные моменты образования трещин M_T^0 и теоретические M_T , вычисленные по формуле (3). Расхождение между опытными и теоретическими значениями не превышает 5%.

На рис. 2 показана зависимость максимальной ширины раскрытия трещин от отношения текущего момента M к предельному \bar{M} . При этом теоретические значения a_T вычисляли по СНиП II-21-75 с учетом M_p по формулам (8) и (9) при определении напряжения в

арматуре σ_a . Рис. 2 свидетельствует об удовлетворительной сходимости опытных и теоретических значений, особенно в эксплуатационной стадии.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гвоздев А. А., Дмитриев С. А. К расчету предварительно-напряженных, обычных железобетонных и бетонных сечений по образованию трещин. — Бетон и железобетон, 1957, № 5.
2. Кузьмичев А. Е. К расчету сборно-монолитных конструкций по образованию трещин. — Бетон и железобетон, 1974, № 8.
3. Кузьмичев А. Е. О расчете прогибов железобетонных сборно-монолитных конструкций. — Бетон и железобетон, 1975, № 2.

УДК 624.012.4:624.93.001.24

А. В. ХАРЧЕНКО, канд. техн. наук (НИИСК)

Расчет прочности сборно-монолитных конструкций по нормальным сечениям

Прочность сборно-монолитных конструкций по нормальным сечениям рассчитывают без учета различия в деформациях предельной сжимаемости исходных бетонов и предварительного нагружения элементов. Между тем, оценка влияния этих факторов на несущую способность таких конструкций необходима для выявления действительного характера напряженно-деформированного состояния перед разрушением и для получения более надежных и экономических конструктивных решений.

В НИИСК были проведены исследования прочности и деформативности нормальных сечений сборно-монолитных изгибаемых конструкций. В качестве опытных образцов использовали железобетонные балки составного и несоставного сечений размером $20 \times 20 \times 230$ см. Всего было изготовлено и испытано 11 серий балок по три образца-близнеца в каждой.

Особое внимание уделяли измерению предельных деформаций крайних сжатых волокон балок $\epsilon_{пр}$, используемых в дальнейшем в качестве критерия исчерпания прочности конструкции по нормальным сечениям. Анализ опытных данных позволил установить, что характер изменения деформаций в зависимости от геометрических параметров

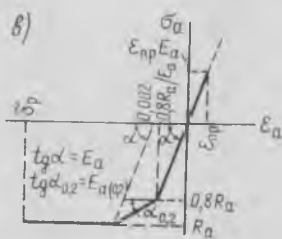
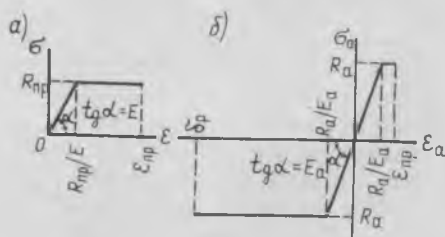
$\frac{b_m}{b_m + b_c}$ и $\frac{h'_m}{X_{гр}}$ при вертикальном членении можно аппроксимировать линейной зависимостью, при горизонтальном — кривой второго порядка. В качестве $X_{гр}$ принимается граничная высота сжатой зоны образца из монолитного бетона.

Учитывая характер изменения $\epsilon_{пр}$, зависимость для определения предельной сжимаемости крайних сжатых волокон составных сечений произвольной формы можно представить в следующем виде:

$$\epsilon_{пр} = \epsilon_{с.пр} + \Delta \epsilon_{пр} F \left(\frac{b_m}{b_m + b_c}; \frac{h'_m}{X_{гр}} \right), \quad (1)$$

где $\Delta \epsilon_{пр} = \epsilon_{м.пр} - \epsilon_{с.пр}$; $\epsilon_{с.пр}$ и $\epsilon_{м.пр}$ — деформации предельной сжимаемости сборного и монолитного бетона в условиях неоднократного напряженного

состояния; $F \left(\frac{b_m}{b_m + b_c}; \frac{h'_m}{X_{гр}} \right)$ — некоторая функция, отражающая связь между геометрическими параметрами составного сечения.



Диаграммы « $\sigma-\epsilon$ »

a — для бетона; $b, в$ — для арматурной стали, имеющей физический предел текучести, и без него

Выражение (1) представляет собой параболическую поверхность, построенную в прямоугольной системе координат с осями $\frac{b_m}{b_m + b_c}$; $\frac{h'_m}{X_{гр}}$; $\epsilon_{пр}$, след которой в плоскости $\epsilon_{пр} - \frac{h'_m}{X_{гр}}$ — квадратная парабола, в плоскости $\epsilon_{пр} - \frac{b_m}{b_m + b_c}$ — прямая линия (зависимости, выявленные экспериментально).

С учетом некоторых ограничений, накладываемых на функцию F , ее можно представить в виде

$$F = \left(\frac{b_m}{b_m + b_c}; \frac{h'_m}{X_{гр}} \right) = \frac{S_m}{S}, \quad (2)$$

где S_m — статический момент монолитного бетона сжатой зоны составного сечения относительно нейтральной оси при $X = X_{гр}$; S — статический момент всей сжатой зоны составного сечения относительно той же оси.

Выявленные закономерности деформирования составных сечений позволили разработать расчетную методику оценки прочности нормальных сечений сборно-монолитных изгибаемых конструкций, в основу которой положены следующие предпосылки: связь между напряжениями и деформациями бетона и арматуры принимается в виде диаграмм, показанных на рисунке; для средних деформаций бетона и арматуры рекомендуется гипотеза плоских сечений; в качестве расчетного принимается сечение со средней высотой сжатой зо-

ны X ; сопротивление расчетного сечения считается исчерпанным, если деформации крайних сжатых волокон «приведенного» бетона или растянутой арматуры достигают предельных значений.

Первые три предпосылки широко используют при расчете прочности обычных (несоставных) элементов [1]. С учетом последней предпосылки расчет сборно-монолитных конструкций сводится к расчету обычных железобетонных элементов. Под понятием «приведенный» подразумевается такой бетон, предельные деформации которого в условиях неоднородного напряженного состояния равны предельным деформациям крайних сжатых волокон сборно-монолитной конструкции.

Для перехода от деформаций предельной сжимаемости «приведенного» бетона к его призмной прочности можно воспользоваться линейной зависимостью $R_{пр} - \epsilon_{пр}$.

В этом случае

$$R_{пр} = \frac{R_{с.пр} \epsilon_{м.пр} - R_{м.пр} \epsilon_{с.пр}}{\epsilon_{м.пр} - \epsilon_{с.пр}} - \frac{R_{с.пр} - R_{м.пр}}{\epsilon_{м.пр} - \epsilon_{с.пр}} \epsilon_{пр}, \quad (3)$$

а с учетом выражения (1)

$$R_{пр} = R_{с.пр} \left(1 - \frac{S_m}{S}\right) + R_{м.пр} \frac{S_m}{S}, \quad (4)$$

Методику приведения двух видов бетонов к одному — эквивалентному по предельной сжимаемости — можно распространить и на конструкции, выполненные из бетонов трех и более видов. В этом случае

$$\epsilon_{пр} = \sum_{i=1}^n \left(1 - \frac{S_i}{S}\right) \epsilon_{i пр}; \quad (5)$$

$$R_{пр} = \sum_{i=1}^n R_{i пр} \frac{S_i}{S}, \quad (6)$$

где $R_{i пр}$ и $\epsilon_{i пр}$ — призмная прочность и деформации предельной сжимаемости i -го составляющего бетона; S_i — статический момент площади i -го бетона относительно нейтральной оси при $X = X_{гр}$.

Проверка несущей способности нормальных сечений сборно-монолитных изгибаемых конструкций произвольной формы с одной осью симметрии при многорядном армировании производится из условия

$$M < R_{пр} \left[S_{пл} + \frac{J_{упр} + S_{упр}^2 (h_0 - X)}{(1 - \lambda_{пр}) X} \right] - \sum_{j=1}^n \sigma_{a(j)} S_{a(j)}, \quad (7)$$

а высота сжатой зоны и напряжения в арматуре определяются из совместного решения уравнений

$$R_{пр} \left[F_{пл} + \frac{S_{упр}}{(1 - \lambda_{пр}) X} \right] - \sum_{j=1}^n \sigma_{a(j)} F_{a(j)} = 0; \quad (8)$$

$$\sigma_{a(j)} = \frac{n_{(j)} R_{пр} [h_{0(j)} - X]}{(1 - \lambda_{пр}) X} \pm \sigma_{1a(j)}; \quad (9)$$

$$\sigma_{a(j)} = K_{a(j)} \times \left\{ \frac{n_{(j)} R_{пр} [h_{0(j)} - X]}{(1 - \lambda_{пр}) X} \pm \sigma_{1a(j)} \pm 0,008 E_{a(j)} \right\}, \quad (10)$$

где $\lambda_{пр}$ — коэффициент пластичности бетона (нормируется в зависимости от $R_{пр}$ [1]); $F_{пл}$ и $S_{упр}$ — площадь сжатой зоны сечения, работающей в пластической стадии, и статический момент указанной зоны относительно центра тяжести сечения стержней наиболее растянутого (наименее сжатого) ряда продольной арматуры; $J_{упр}$ — статический момент инерции сжатой зоны сечения, работающей в упругой стадии относительно нейтральной оси; $S_{a(j)}$ — статический момент площади сечения j -го ряда продольной арматуры относительно центра тяжести сечения стержней наиболее растянутого (менее сжатого) ряда указанной арматуры; $\sigma_{1a(j)}$ — напряжения в арматуре до

приобретения монолитным бетоном заданной прочности;

$$K_{a(j)} = \frac{R_{a(j)}}{R_{a(j)} + 0,01 E_{a(j)}};$$

$$n_{(j)} = \frac{E_{a(j)}}{E_b}.$$

При $[h_{0(j)} - X] > 0$ в уравнениях (9) и (10) ставится знак плюс, при $[h_{0(j)} - X] \leq 0$ — минус.

Предложенную методику использовали при обсчете опытных данных и данных других исследователей [2—4] (общее число образцов $N=91$). В опытных образцах в широком диапазоне варьировали компоновку, геометрию сечений, прочность составляющих бетонов, количество и класс арматуры, а также характер напряженно-деформированного состояния сборного элемента до приобретения монолитным бетоном заданной прочности. Результаты статистической обработки свидетельствуют об эффективности методики ($\bar{X}=0,984$, $s_b=5,37\%$).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Методические рекомендации по расчету железобетонных изгибаемых элементов. Киев, НИИСК, 1979.
2. Ковтунов Б. П., Кузьмичев А. Е. Исследование прочности сборно-монолитных конструкций при изгибе. — В кн.: Строительные конструкции. Вып. V. Киев. Будівельник, 1967.
3. Рокач В. С. Деформация железобетонных изгибаемых элементов. Киев, Будівельник, 1968.
4. Марчукайтис Г. В., Юркіша А. Б. О влиянии верхних трещин в сборных преднапряженных элементах на прочность нормальных сечений сборно-монолитных изгибаемых конструкций. — В кн.: Железобетонные конструкции. Вып. 5. Вильнюс, 1973.

Научно-техническая секция «Железобетонные конструкции и строительные материалы» Московского Дома научно-технической пропаганды имени Ф. Э. Дзержинского 18—19 февраля 1982 г. проводит научно-технический семинар «Совершенствование методов проектирования состава и контроля качества бетона».

Предприятия и организации, желающие командировать своих представителей для участия в семинаре, для возмещения затрат, связанных с его организацией, перечисляют на расчетный счет МДНТП № 609722 в Волгоградском отделении Госбанка г. Москвы 12 р. 21 к. за каждого командированного с обязательным указанием шифра «С-12682с» и своего почтового адреса.

Организациям, перечислившим деньги до 20 января 1982 г., будут высланы пригласительные билеты.

Места в гостинице МДНТП не предоставляет.

Справки по телефону 221-46-23

Усадка литого бетона в сборно-монолитных конструкциях

В последние годы широко применяют сборно-монолитные конструкции. Так, массивные стены электрических станций решены в виде конструкций из унифицированных сборных железобетонных плоских или ребристых армированных панелей заводского изготовления, фиксированное пространство между которыми заполняется без вибрирования литой бетонной смесью с $O. K. = 20 \dots 24$ см (рис. 1). Набор прочности литого бетона обычно сопровождается повышенной усадкой, которая приводит иногда к отслаиванию бетона заполнения от сборных элементов.

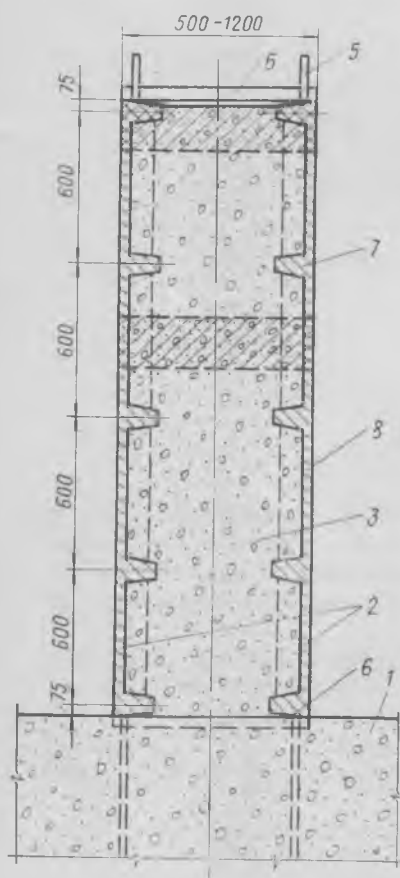


Рис. 1. Фрагмент сборно-монолитной стены (блока) с ребристыми арматурными элементами энергоблока электростанции

1 — перекрытие или фундаментная плита; 2 — ребристые панели; 3 — литой бетон; 4 — участки моделирования сборно-монолитной стены; 5 — выпуски основной арматуры; 6 — жесткие связи; 7 — ребра; 8 — диафрагмы

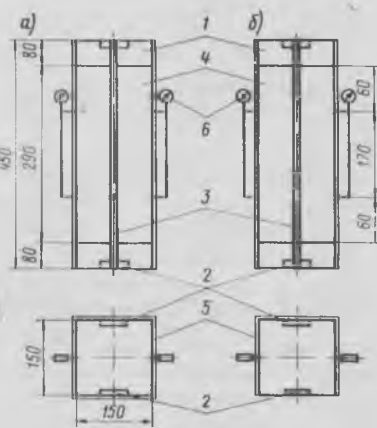


Рис. 2. Схема опытных образцов сборно-монолитной стены

а — с пароизоляцией четырех боковых поверхностей; б — то же, трех поверхностей; 1 — сборные бетонные плитки; 2 — закладные детали; 3 — стальная полоса для фиксирования положения плиток; 4 — литой бетон марки М 150 в возрасте 180 сут состава 1 : 3 : 3,7 ($\rho = 255 \text{ кг/м}^3$); 5 — пароизоляция (парафин и 2 слоя полиэтиленовой пленки); 6 — индикаторы часового типа

НИС Гидропроекта выполнил лабораторные и натурные исследования усадки литого бетона и ее влияния на возникновение нарушений контакта со сборными элементами при твердении бетона в стесненных условиях сборно-монолитных конструкций. Эксперименты проводили на образцах, имитирующих два основных варианта влагопотерь литого бетона: через сборные элементы (см. рис. 1, пояса II, III) — сборно-монолитные образцы с пароизоляцией четырех боковых поверхностей (рис. 2) и через сборные элементы и одну открытую поверхность (см. рис. 1, пояс IV) — сборно-монолитные образцы с пароизоляцией трех боковых поверхностей (см. рис. 2).

При этом изготовили по 4 серии (3 образца-близнеца в серии) двух основных вариантов образцов и сборно-монолитных образцов без пароизоляции боковых поверхностей, а также две серии (3 образца-близнеца в серии) контрольных монолитных образцов.

Все образцы хранили на воздухе. Во время опытов температура воздуха колебалась в пределах $18 \pm 2^\circ\text{C}$, а относительная влажность — $60 \pm 5\%$. В конт-

рольные сроки осматривали образцы, замеряли деформации и рассчитывали усадку литого бетона.

В результате установлено, что в некоторых образцах без пароизоляции наблюдалось образование микротрещин по контуру контакта литого бетона с плитками, по мере развития которых происходило отслоение. Деформации усадки литого бетона в сборно-монолитных образцах с пароизоляцией четырех и трех боковых поверхностей (рис. 3) нарастали плавно — в течение первых 8 мес ежемесячный прирост составлял 6—13%. В дальнейшем усадка стабилизировалась и к 12 мес достигла 0,145 и 0,255 мм/м соответственно для образцов с пароизоляцией четырех и трех боковых поверхностей. Эти различия объясняются наличием одной открытой боковой поверхности в образцах с тремя пароизолированными боковыми поверхностями и их большей влагопотерей.

Полное отсутствие пароизоляции боковых поверхностей изменило динамику и абсолютную величину усадки литого бетона (см. рис. 3). Ускоренное и более полное высыхание способствовало интенсивной усадке в первые 2—3 мес (0,25—0,28 мм/м), ее быстрой стабилизации и получению повышенного значения (0,315 мм/м), что в 1,23—2,2 раза выше, чем для пароизолированных образцов.

Сопоставление усадки литого бетона в сборно-монолитных и в контрольных монолитных образцах (см. рис. 3) указывает на положительное влияние сборных плиток и стесненных условий твердения на развитие усадочных деформаций. Фиксация плиток, замедляющих испарение влаги через торцы образцов, между собой и сцепление с бетоном заполнения, препятствует свободному деформированию. В результате усадка литого бетона в сборно-монолитных образцах оказалась в 1,6 раза меньше, чем в монолитных. Исключение или ограничение возможности испарения вла-

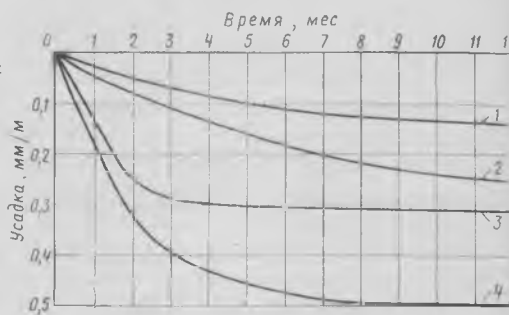


Рис. 3. Усадка литого бетона в опытных сборно-монолитных образцах

1 — с пароизоляцией четырех боковых поверхностей; 2 — то же, трех поверхностей; 3 — без пароизоляции боковых поверхностей; 4 — контрольный монолитный образец

ги через боковые поверхности сборно-монолитных образцов еще больше увеличивает эту разницу.

Результаты лабораторных исследований усадки литого бетона хорошо согласуются с данными обследования качества сборно-монолитных стен энергоблоков электростанций (см. рис. 1), возведенных с применением монтажных блоков из ребристых панелей и литой самоуплотняющейся бетонной смеси с $O.K. = 20..24$ см: После окончания бетонирования поверхность верхнего пояса блоков оставляли открытой. Исследования монолитности стен выполняли с использованием склерометрического, радионизотопного и ультразвукового методов испытаний с выборочным бурением скважин и отбором кернов. Всего было обследовано $16\,470\text{ м}^2$ стен толщиной $0,5-1,2$ м.

В результате статистической обработки полученных данных установлено, что между панелями и бетоном заполнения в большинстве случаев имеется плотный контакт. Однако на 144 участках размером от 50×50 см (60%) до 50×500 см обнаружены нарушения монолитности стен. 90—95% площади участков с отслоением бетона заполнения от панелей относятся к стенам толщиной $0,8-1,2$ м и 5—10% — к стенам толщиной $0,5-0,8$ м.

Для выявления характера нарушения монолитности стен и проверки данных контроля их качества неразрушающими методами произвели выборочное вскрытие панелей путем бурения 90 скважин диаметром 50 мм на глубину до 250 мм и отбора кернов на 22 дефектных участках стен. При этом обнаружено нарушение монолитности — отслоение бетона за диафрагмами глубиной $0,5-2,5$ мм, около ребер — $0,5-5$ мм. Визуальным осмотром стенок скважин и кернов установлено, что структура бетона заполнения во всех случаях плотная и однородная. Таким образом, основным нарушением монолитности стен является отслоение литого бетона, происходящее при его усадке.

Анализ распределения числа и площади участков стен с нарушенной сплошностью показал, что 40—60% дефектов расположено в верхних поясах блоков (в 2—7 раз больше, чем в средних). Это согласуется с данными по усадке литого бетона в модельных сборно-монолитных образцах — открытая поверхность верхнего пояса блока, как и одной боковой поверхности образцов, способствует повышенной усадке литого бетона и, как следствие, большему отслоению.

Для устранения указанных дефектов необходимо обеспечивать надлежащий уход за свежеложенным бетоном (ук-

рытие верхнего пояса блоков пароизолирующим покрытием).

Выводы

Усадка литого бетона в сборно-монолитных образцах, моделирующих его твердение в стесненных условиях сборно-монолитных конструкций (влагопотери через торцовые сборные элементы или через торцовые сборные элементы с одной открытой поверхностью, жесткая фиксация взаимного положения сборных элементов) протекает плавно, достигая максимального значения $0,145$ и $0,255$ мм/м, что в 3,4 и 2 раза ниже, чем у литого бетона в монолитных элементах.

Результаты обследования сборно-монолитных стен энергоблоков, возведенных из ребристых армированных панелей и литого бетона, свидетельствуют о хорошем соответствии данных лабораторных и натуральных исследований: большее число дефектов усадочного происхождения в стенах зафиксировано в верхних поясах блоков, имевших открытую поверхность и характеризующихся повышенной усадкой.

Для уменьшения усадки литого бетона в сборно-монолитных конструкциях необходимо осуществлять уход за бетоном заполнения, наноса пароизолирующее покрытие на верхнюю поверхность блока бетонирования после окончания работ.

Лауреаты Государственных премий СССР 1981 года

Центральный Комитет КПСС и Совет Министров СССР, рассмотрев представление Комитета по Ленинским и Государственным премиям СССР в области науки и техники при Совете Министров СССР и Всесоюзного Центрального Совета Профессиональных Союзов, постановляют присудить Государственные премии СССР 1981 года:

За выдающиеся достижения в труде передовикам Всесоюзного социалистического соревнования

Калашникову Юрию Петровичу, формовщику железобетонных изделий и конструкций завода крупнопанельного домостроения № 35 Владивостокского домостроительного комбината; **Попову Олегу Борисовичу**, бригадире комплексной бригады завода железобетонных изделий и конструкций всесоюзного объединения по строительству Череповецметаллургиистрой; **Романовой Галине Васильевне**, арматурщице Новодвинского завода железобетонных изделий № 2 треста Железобетон Главрхангельскстрой; **Труфанову Михаилу**

Савельевичу, бригадире формовщиков железобетонных изделий и конструкций Ярославского комбината железобетонных конструкций производственного объединения Гражданстрой; **Федану Александру Васильевичу**, бригадире электросварщиков Ясиноватского комбината железобетонных изделий республиканского промышленного объединения Укрсельстройиндустрия, — за выдающиеся достижения в труде, высокую эффективность и качество работы в промышленности строительных материалов и строительной индустрии.

За учебники для высших учебных заведений

Байкову Виталию Николаевичу, доктору технических наук, заведующему кафедрой Московского инженерно-строительного института имени В. В. Куйбышева, **Сигалову Эммануилу Евсеевичу**, кандидату технических наук, профессору того же института, — за учебник «Железобетонные конструкции. Общий курс», опубликованный в 1978 году (3-е издание).

Оценка эффективности бетона и железобетона по энергозатратам

В общем балансе топливно-энергетических ресурсов страны, оцениваемом примерно в 2 млрд. т усл. топлива, около 20—30% расходуется на обслуживание жилых, общественных и производственных зданий. При их эксплуатации возникают большие потери тепла и, следовательно, значительный перерасход топлива на отопление, вентиляцию и горячее водоснабжение. Размеры потерь зависят не только от совершенства проектов, качества строительно-монтажных работ, но и от свойств используемых конструкций и материалов, а также от эффективности производства.

Затраты энергетических ресурсов при выпуске строительных материалов, изделий и на их монтаже достаточно велики. Так, только на производство строительных материалов и конструкций, включая затраты на изготовление цемента, сборного и монолитного железобетона, расходуется около 50 млн. т усл. топлива. Из них на сборные железобетонные конструкции приходится примерно 13 млн. т усл. топлива (26%).

В последние годы железобетонные конструкции становятся все более конкурентоспособными по сравнению со стальными и изделиями из других материалов. Известно, что затраты труда и энергии на монтаж стальных и сборных железобетонных конструкций примерно одинаковы, но трудовые и энергетические затраты на производство 1 м³ сборного железобетона значительно ниже — они составляют по трудозатратам 75%, по расходу условного топлива 50%, по электроэнергии 40%, по капиталовложениям 67% [1]. В работе [2] на примере возведения одноэтажного производственного здания показано, что расход стали на железобетонные конструкции составляет около 28,7—31,3 кг/м² площади здания, а на металлические 68,1—73,4 кг/м². По данным английских специалистов, энергозатраты на получение конструкций одного назначения из стали, кирпича и бетона относятся как 1:0,65:0,16 [3]. Во Франции установлено, что для жилищного строительства соотношение

энергоёмкости конструкций из бетона и металла равно 1:1,38, а для промышленного строительства — 1:1,46 [3]. Японские специалисты при сооружении проезжей части моста протяженностью 35 м, шириной 10 м обнаружили, что энергозатраты при использовании железобетонных конструкций по сравнению со стальными примерно на 50% ниже.

Приведенные данные показывают, что в условиях дефицита энергии и стали бетон и железобетон являются менее энергоёмкими конструктивными материалами. Несмотря на эти преимущества он остается еще достаточно энергоёмким и возможности уменьшения энергетических затрат еще далеко не исчерпаны.

Затраты энергии на железобетонную часть жилых и общественных зданий распределяются следующим образом: сборные железобетонные конструкции 62,5—52,8, заводское производство 23—28, доставка изделий на стройплощадку 8—10 и строительно-монтажные работы 6,5—9,2%. В затраты энергии на железобетонные конструкции входят энергоресурсы, расходуемые на производство арматурных изделий, — 34,2—29,2, бетон — 25,4—21,3 и на прочие материалы 2,9—2,3%.

Для сборных железобетонных изделий, применяемых в жилищном строительстве, энергетические ресурсы, расходуемые на изготовление материалов для них, распределяется следующим образом: бетон 40,8%, арматура 57%, изоляционные материалы 2,2%. В промышленном строительстве доля энергозатрат на производство арматуры возрастает иногда до 68%. Средние энергетические затраты на 1 т сталей, используемых в строительстве, достаточно велики — для арматурной стали напрягаемой 1840—2040, напрягаемой 1975—2100, прокатных профилей 1875—2430 кг усл. топлива.

Отечественной промышленностью выпускаются и наиболее широко применяются портландцементы (чистоклинкерный), портландцементы с минеральными добавками и шлакопортландце-

менты. В зависимости от вида цемента одной марки требуются разные энергозатраты на его производство. Так, расход условного топлива (кг) на 1 т цемента достигает для портландцемента марки М 400—265,2, марки М 500—266,8; портландцемента с минеральными добавками марки М 400—236,9; марки М 500—245; шлакопортландцемента марки М 300—138,9; марки М 400—162,5. Если условно принять энергоёмкость шлакопортландцемента марки М 400 за единицу, то для портландцемента с минеральными добавками той же марки энергоёмкость составит 1,43, портландцемента 1,63. Аналогичное распределение энергозатрат отмечается и за рубежом, что дало основание многим фирмам уделять большее внимание использованию шлакопортландцемента. Таким образом, целесообразный выбор вида и марки цемента, его расхода может существенно влиять на энергоёмкость железобетонных конструкций.

Особое место в строительстве занимают конструкции из легкого бетона, совмещающие несущие и теплозащитные функции, что очень важно в условиях дефицита энергетических ресурсов. Доля использования легкого бетона в современном строительстве составляет 10% общего производства бетона и железобетона и равна примерно 26 млн. м³. Однако в связи с необходимостью экономии топливно-энергетических ресурсов, а также существующей тенденцией перехода на укрупненные конструкции намечено расширение производства легких бетонов.

При всех положительных качествах легкий бетон на керамзите, шунгзите и аглопорите всегда более энергоёмок, чем тяжелый бетон, из-за затрат энергии на изготовление легких заполнителей, которые составляют (кг усл. топлива на 1 м³ продукции) для керамзита, шунгзита и аглопорита 109—113, вспученного перлита — 44 и шлаковой пемзы 2,1. Исключение представляет легкий бетон на шлаковой пемзе, объем производства которого очень мал (5,7% бетонов на пористых заполнителях), в

го время как на долю керамзитобетона приходится 68,1%. Поэтому даже незначительное усовершенствование технологии производства керамзита создаст реальную предпосылку существенной экономии топливно-энергетических ресурсов.

В настоящее время в строительстве применяется около 80% однослойных стеновых панелей и 20% многослойных. К 1985 г. предполагается расширить применение однослойных панелей из легкого бетона с улучшенными теплозащитными характеристиками (пониженной до 900—1000 кг/м³ плотностью, использованием пористого песка вместо речного и др.), что позволит получить значительную экономию топлива при эксплуатации зданий.

Теплозащитные свойства однослойных панелей можно повысить обработкой пористых заполнителей поверхностно-активными веществами, гидрофобными материалами, мономерами, олигомерами и полимерами. Однако при этом суммарная энергоемкость наиболее массовых пористых заполнителей возрастает в 1,5—2 раза.

Применение особо легких заполнителей, например пенополистирола насыпной плотностью 40—150 кг/м³, позволяет получить легкие бетоны с более высокими теплоизоляционными свойствами, однако их производство в необходимом объеме еще не организовано.

Учитывая большое народнохозяйственное значение повышения теплозащитных свойств жилых, общественных и производственных зданий, одноразовые затраты энергии на производство легкобетонных однослойных панелей наружных стен быстро окупаются. Вместе с тем при проектировании, производстве и монтаже изделий необходимо стремиться к снижению энергоемкости в результате обеспечения заданной плотности и прочности бетона, а также надежных стыков.

Одним из основных факторов экономии энергозатрат является экономное расходование сталей. Однако на некоторых заводах перерасход арматурных сталей достигает 16%. Это объясняется тем, что предприятия не обеспечены требуемым сортаментом сталей и вынуждены заменять арматуру проектного сечения большей, а также неудовлетворительным использованием отходов. Создавшееся положение объясняется не только организационными недостатками производства, но и конструктивными решениями арматурных элементов. Это, в первую очередь, относится к арматуре, устанавливаемой по конструктивным соображениям. Количество и сортамент конструктивной

арматуры в изделиях одного и того же назначения, разработанные разными проектными организациями при прочих равных условиях, оказывается по массе, размерам и сортаменту различными. Именно здесь кроется значительный резерв экономии стали и энергетических ресурсов, который, к сожалению, пока не реализуется. Решение этого вопроса тесно связано с типизацией арматурных элементов, что до настоящего времени не сделано.

Энергоемкость сборных железобетонных конструкций, применяемых в строительстве жилых, общественных и производственных зданий, изменяется с 202 (фундаментные блоки) до 1027 (преднапряженные фермы) кг усл. топлива на 1 м³. Это является следствием формального расчета энергозатрат, при котором не учитываются потребительские характеристики (несущая способность, теплозащитные свойства и др.), существенных отклонений энергоемкости применяемых материалов, неоднородности заводских затрат энергетических ресурсов на изготовление конструкций.

Известны несколько подходов к оценке конструкций по энергозатратам. Делались попытки использовать метод прямого обчета конструкций одного назначения для данного типа здания, исходя из энергоемкости затрачиваемых материалов, их переработки, строительного-монтажных работ и транспортных расходов. Некоторые исследователи применяют показатели энергозатрат, отнесенные к деформациям элементов изделий, или обрабатывают статистические данные для получения средних величин. Однако ни один из указанных методов не получил широкого распространения.

Итак, рациональность потребления энергии должна характеризоваться изменением удельных расходов энергии в зависимости от повышения производительности труда, снижения материалоемкости продукции и повышения ее качества.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Шрейбер А. К., Карась Л. Ю., Казов М. М. Экономические аспекты управления производством сборного железобетона. М., Стройиздат, 1980.
2. Михайлов К. В., Бердичевский Г. И., Костюковский М. Г. К вопросу об основных технико-экономических показателях железобетонных и металлических конструкций одноэтажных производственных зданий. — Бетон и железобетон, 1980, № 12.
3. Charriton C. Parapetives de dé volppement du béton a l'horizon 1990. Cement, béton, plâtres, chaux. 1979. № 2.
4. Miyazaki J., Kawabata J. Prestressed Concrete Saves Energy. Journal of Prestressed Concrete Institute, n° 177/april 1980, vol. 25.

Конструкции

УДК 624.074.4

Э. З. ЖУКОВСКИЙ,
канд. техн. наук (МНИИТЭП)

Исследование большепролетных составных оболочек

При конструировании пространственных покрытий общественных зданий наряду со снижением материалоемкости и трудозатрат при возведении все более актуальной становится задача уменьшения отапливаемого объема сооружений, т. е. экономии топливно-энергетических ресурсов. Решая эту задачу, МНИИТЭП совместно с НИИЖБ разработал и исследовал конструкции составных оболочек различной геометрической формы для зданий размерами от 24×24 до 60×60 м.

Составные оболочки (рис. 1) образуются жесткими элементами, состоящими из центральных оболочек положительной гауссовой кривизны и сопряженных с ними боковых положительных, отрицательной или нуле-

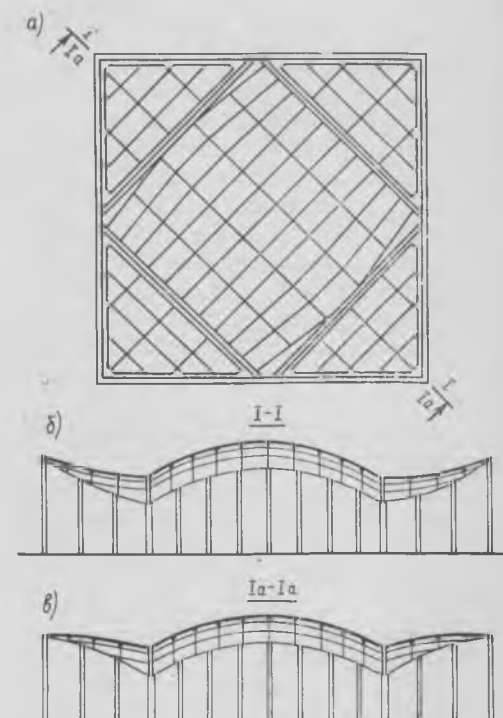


Рис. 1. Схема составной оболочки с квадратным планом

а — план; б — конструктивное решение с боковыми оболочками отрицательной гауссовой кривизны; в — конструктивное решение с боковыми оболочками положительной гауссовой кривизны

вой гауссовой кривизны¹. По контуру покрытие опирается на ригели, опертые на колонны с шагом 6 м, или боковые оболочки принимаются консольными.

И центральная, и боковые оболочки собираются из унифицированных ребристых плит размерами 3×6 м и доборных — треугольной или трапециевидной формы. Поверхность последних является частью поверхности плит с прямоугольным планом, они могут быть изготовлены в опалубочных формах плит основных типоразмеров.

Унификация элементов оболочек достигается за счет использования в качестве исходных поверхностей сферы — для центральной части, внешней части тора — положительной гауссовой кривизны, внутренней его части — отрицательной гауссовой кривизны для боковых оболочек.

Монтируются оболочки без лесов с предварительной укрупнительной сборной в секции временными затяжками.

В НИИЖБ была исследована модель из оргстекла в масштабе 1:50 натурной конструкции размерами 42×42 м. В МНИИТЭП исследовали сборные железобетонные модели в масштабе 1:8 с боковыми оболочками, отличающимися кривизной, различными условиями опирания на контур и конструкциями соединения боковых и центральных оболочек. Было осуществлено также численное моделирование с выполнением расчетов методом конечного элемента в упругой стадии по программе «Проток» на ЭВМ БЭСМ-4М. Модели, также как и натурное покрытие, выполнялись сборными, из ребристых плит.

Для уменьшения трудоемкости монтажа модели с боковыми оболочками отрицательной гауссовой кривизны собирались из укрупненных элементов: центральная часть оболочки — из 10 элементов ПМ-1; боковые треугольные в плане выпуклые и выпукловогнутые — из 4 элементов ПМ-2т, ПМ-2н, ПМ-3т, ПМ-3н. Плиты изготавливали из бетона марки М 400.

Полку панелей толщиной 4 мм армировали сварной сеткой с ячейками 25×25 мм из низкоуглеродистой проволоки диаметром 0,6 мм. Совместная работа плит достигалась сваркой накладных деталей поверху и понизу ребер, стыки и пазы ребер плит заполняли мелкозернистым бетоном марки М 400. Опирание покрытия на колонны принималось шарнирным.

Изучались три типа соединения центральной и боковых оболочек — монолитное с замоноличенными стыками между оболочками; соединение с помощью дискретных связей, работающих на сжатие—растяжение; соединение отдельно стоящих оболочек только контурным ригелем.

При монолитном соединении с образованием поверху армированной набетонки рассматривались два варианта опирания боковых оболочек по контуру — с ригелем, опертым на колонны, и консольный. Распределенная нагрузка на модели была заменена системой сосредоточенных сил, передаваемых на верхнюю поверхность оболочки через систему деревянного распределительного устройства и загрузочное устройство в виде металлических тяжей и балок. Загрузочное устройство приводилось в действие гидродомкратами грузоподъемностью по 25 т.

Компоненты напряженно-деформированного состояния измерялись с помощью 39 прогибомеров, 64 индикаторов с точностью 0,01 мм и 530 тензодатчиков с базой 50 мм.

При загрузке нормативной нагрузкой покрытия с оболочками отрицательной кривизны и монолитным соединением трещины с шириной раскрытия 0,35 мм появились только в боковых элементах в направлении, перпендикулярном диагонали. При увеличении нагрузки происходило дальнейшее раскрытие и образование новых трещин в том же направлении. При нагрузке, соответствующей 1,4 расчетной, наибольшая ширина их раскрытия составила 0,45—0,85 мм. В упруго-пластической стадии образование трещин превратило боковые оболочки в систему цилиндрических сводов, работающих по расчетной схеме, отличной от принятой в проекте, что дает возможность рекомендовать соединение лопок плит с шагом не менее 500 мм (в испытанной модели соединялись только ребра с шагом 3000 мм). Разрушение конструкций произошло при нагрузке, в 2 раза превышающей расчетную.

При исследовании отдельно стоящих центральной и боковых оболочек была отмечена их значительная деформативность. При нормативной нагрузке 500 кгс/см² наибольший прогиб центральной оболочки составлял 14,25 мм или 1/260 l, а боковой оболочки — 10,32 мм или 1/360 l. Указанные прогибы получены в середине арок. Столь существенный прогиб объясняется податливостью диафрагм, образованных контурными ребрами

плит и затяжками из арматурной стали.

Разница в поведении отдельных оболочек положительной и отрицательной кривизны заключалась в том, что в первом случае в диагональном сечении по мере удаления от податливого контура имело место уменьшение прогибов, а во втором — почти на половине оболочки он оставался практически одинаковым, равным максимальному (рис. 2). Эпюры прогибов свидетельствуют также о значительном изгибном напряженном состоянии оболочек. Сопоставление показывает, что экспериментальные значения наибольших прогибов существенно превышают расчетные.

При сопряжении центральной и боковых оболочек с помощью дискретных связей в виде арматурных стержней диаметром 5 мм, соединяющих ребра плит поверху и понизу, деформативность оболочек значительно уменьшилась. Уменьшилась и деформативность центральной оболочки: наибольший прогиб ее в 2 раза меньше по сравнению с отдельно стоящими оболочками; снизился также удельный вес моментного напряженного состояния, что следует из сопоставления характера эпюр прогибов в обоих вариантах.

Прогибы боковой оболочки также стали менее значительными, наибольший прогиб составил 1/490 l.

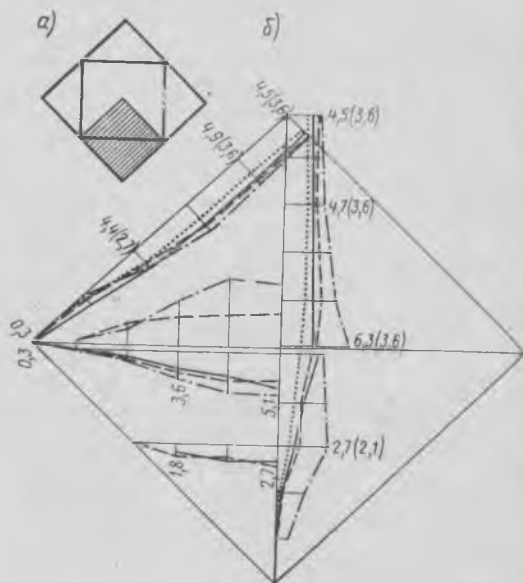


Рис. 2. Прогибы W (мм) сборной железобетонной модели при нагрузке 200 кг/м²

а — схема; б — эпюры прогибов
 — экспериментальные значения для отдельно стоящих оболочек; — — — — то же, для оболочек с дискретными связями; — — — — то же, для покрытий с монолитным соединением центральной и боковых оболочек; ······ — расчетные значения для покрытий с монолитным соединением центральной и боковых оболочек

¹ А. с. № 308166. Э. З. Жуковский, В. Ф. Шаблия, И. П. Григоренко. Пространственные покрытия зданий и сооружений. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, № 21, 1971.

Измерение величин усилий показало, что в центральной части сопряжения оболочек связи работали на растяжение, а по краям зоны длиной около 7,5 м были сжаты. Контурные ригели по всей длине также были сжаты. Однако центральная оболочка в приконтурной зоне на значительном участке оказалась растянутой, что объясняется влиянием боковых оболочек, интенсивно работающих на растяжение. Хотя растяжение имело место на значительной части центральной оболочки, но его величина достаточно быстро уменьшалась по мере удаления от контура.

При монолитном соединении центральной и боковой оболочек имело место дальнейшее снижение деформативности обеих частей покрытия. По сравнению с вариантом дискретных связей наибольшие прогибы в центральной оболочке уменьшились в 1,3 раза, а в боковой оболочке на 5—10%. Все ребра боковых оболочек по направлениям кривых были растянуты равномерно.

Средняя часть контурной арки на участке, составляющем около 60% ее длины, была растянута. В приконтурной зоне по линии соединения оболочек существенным было также моментное напряженное состояние. Ригель был сжат по всей длине, моменты носили знакопеременный характер; эти величины были несущественны.

Сопоставление опытных данных с результатами расчета показало хорошее совпадение эпюр прогибов, нормальных сил и моментов. Разница между опытными и расчетными величинами прогибов составляла 45—60%. Максимальные сжимающие усилия в арках отличаются от экспериментальных на 20%.

Интересное явление отмечено при исследовании консольного варианта боковых оболочек. Характер и величина прогибов по сравнению с вариантом опирания контура на колонны изменились несущественно. Близки также значения горизонтальных перемещений, изгибающие моменты и нормальные силы в контурной арке по линии соединения оболочек.

Сравнение результатов исследований вариантов покрытия, опертого по контуру, и консольного указывает на то, что для боковых треугольных оболочек соединение с более жесткой центральной оболочкой имеет большее значение, чем опирание на колонны по остальным двум сторонам.

На рис. 3 для монолитного соединения показано сравнение результатов

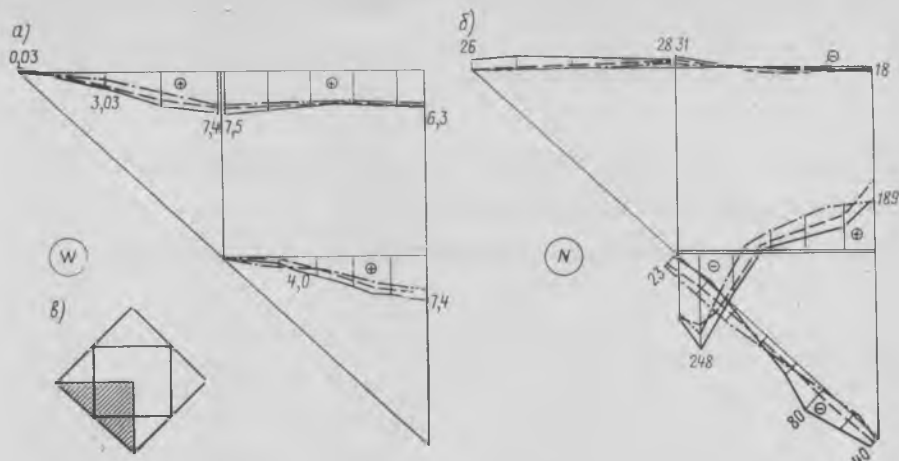


Рис. 3. Расчетные эпюры прогибов W (см) и нормальных сил N (т) в натурной оболочке размера 42×42 м
 а — эпюры прогибов; б — эпюры нормальных сил; в — схема покрытия; — для покрытия с боковыми оболочками отрицательной гауссовой кривизны; - - - для покрытия с боковыми оболочками нулевой гауссовой кривизны; - · - · - для покрытия с боковыми оболочками положительной гауссовой кривизны

исследования трех вариантов геометрической формы (положительная, отрицательная и нулевая гауссова кривизна) боковых оболочек. Усилия в приконтурных зонах центральной оболочки существенно изменяются в зависимости от выбора типа поверхности боковых элементов. Эта разница достигает 80% для оболочек положительной и отрицательной кривизны. Вариант с боковыми цилиндрическими оболочками является промежуточным, также как и для усилий в боковых оболочках.

Таким образом, исследования показали целесообразность использования в составных покрытиях жестких элементов в виде центральных оболочек положительной гауссовой кривизны. При этом отпадает необходимость применения контурных ригелей значительной жесткости, и их сечения могут быть минимальными.

Из вариантов соединения центральной и боковых оболочек предпочтительно замоналичное сопряжение. Рациональным может оказаться также вариант дискретных связей.

Рациональным решением является вариант с боковыми оболочками отрицательной гауссовой кривизны. Объем таких зданий близок к объему здания, перекрытого стальными структурами, расход стали уменьшается по сравнению с ними в 2,5—3 раза. Такие оболочки можно рекомендовать преимущественно для зрелищных или спортивных зданий в сейсмических районах.

Более экономичными и универсальными являются составные оболочки с боковыми оболочками положительной гауссовой кривизны, которые могут

использоваться также для общественных и производственных зданий районов с повышенной сейсмичностью. Рекомендованные конструкции приняты к строительству крытых рынков в Москве и Ялте.

Новые книги

Ламочкин Г. И., Горб М. А., Ермилов П. А. Положение об отделах и службах комбината. Опыт разработки и применения на ДСК-2 Главмостроя. — М., Стройиздат, 1981.

Масленникова Л. И., Крейнина М. Н. Опыт материальногоощерения в строительстве. — М., Стройиздат, 1981.

Опыт возведения сооружений методом «стена в грунте» / А. Л. Филахтов, Г. К. Лубенец, Н. В. Писанко, М. Г. Янкулин — Киев, Будівельник, 1981.

Шрейбер А. К., Абрамов Л. И., Лейбман А. Е. Организация и планирование строительства. — М., Стройиздат, 1981.

Яворский В. Г. Монтаж строительных конструкций при реконструкции зданий. 2-е изд., перераб. и доп. — Киев, Будівельник, 1981.

Чуркин А. С. Управление строительным производством. — Минск, Высш. школа, 1981.

Шелихов С. Н., Мазурин Л. И., Миткин Л. В. Контроль качества строительных работ. Справ. пособие. М., Стройиздат, 1981.

Боброва К. Н., Слуцкий Ю. Б. Экономика легких конструкций. — М., Стройиздат, 1981.

Яковлев А. К. Организация сметно-договорной работы в строительстве. 2-е изд., перераб. и доп. — Киев, Будівельник, 1981.

Влияние длительной нагрузки переменного уровня на трещиностойкость и деформативность изгибаемых элементов

Для повышения экономичности и надежности железобетонных конструкций важна правильная оценка их работы в эксплуатационных условиях. Они подвергаются не только длительным воздействиям, но периодически загружаются кратковременно. В настоящее время нет достаточного числа экспериментальных данных о влиянии длительных нагрузок переменного уровня на ширину раскрытия трещин, условия их закрытия, а также деформации элементов. Вопрос о закрытии трещин приобретает особое значение в связи с пересмотром требований норм к категориям трещиностойкости конструкций и включением в СНиП II-21-75 соответствующего расчета.

Для дальнейшего совершенствования методов расчета железобетонных конструкций с учетом влияния на их работу длительных нагрузок переменного уровня проведены экспериментально-теоретические исследования. Анализ действия наиболее распространенных кратковременных нагрузок позволил выбрать два основных режима загрузки, различающихся продолжительностью кратковременных нагрузок (рис. 1). Режим I отражает характер действия ветровых и крановых нагрузок, а также нагрузок от транспортных средств. Режим II характерен для снеговых нагрузок и нагрузок на перекрытия жилых и общественных зданий

Для проведения экспериментов изготовили 16 преднапряженных балок и 2 обычных прямоугольного сечения

[1]. Образцы имели одинаковые характеристики — прочность бетона 50 МПа, арматура класса А-VI диаметром 12 мм, степень преднапряжения верхней и нижней арматуры $0,7 \sigma_{0.2}$.

Балки испытывали по принятым режимам в течение 5 мес. Максимальный уровень полной нагрузки для всех образцов принимали одинаковым, отвечающим средней ширине раскрытия трещин, 0,15 мм. Уровень постоянных и длительных нагрузок соответствовал либо моменту закрытия трещин, либо моменту образования трещин или состоянию, при котором $a_T = 0,1$ мм. Таким образом, исследовали конструкции, к трещиностойкости которых предъявляются требования II и III категорий. Для сопоставления опытных данных несколько образцов загружали постоянной длительной нагрузкой.

Изучение влияния режимов загрузки на ширину раскрытия трещин показало, что при действии постоянной длительной нагрузки максимального уровня трещины раскрывались меньше, чем при длительной нагрузке переменного уровня. Коэффициент C_D , характеризующий длительность действия нагрузки при определении ширины раскрытия трещин по СНиП II-21-75, при постоянной нагрузке в среднем равен 1,1, что на 9% меньше, чем для образцов, загруженных по режиму I и на 25% меньше, чем для балок, испытанных по режиму II. Это объясняется более сильным нарушением сцепления арматуры с бетоном при периодических нагружениях и разгружениях. Режим II больше способство-

вал увеличению ширины раскрытия трещин, чем I. При этом C_D был равен соответственно 1,2 и 1,4. В данном случае на раскрытие трещин влияет степень напряженного состояния сечения, определяемая уровнем и продолжительностью длительно действующей нагрузки.

Основываясь на результатах проведенных исследований, а также данных других авторов [2], для конструкций, подвергающихся воздействию постоянных длительных нагрузок и переменных с кратковременными нагрузками, суммарная длительность действия которых мала (режим I), при $\mu < 0,7$ предложено определять значения C_D по формуле

$$C_D = 2,55 \frac{1}{m^2} \geq 1,3$$

где $m = \frac{M}{M_T}$. В остальных случаях, до получения дополнительных опытных данных, принимать $C_D = 1,5$.

В результате выявлена зависимость C_D от начальной ширины раскрытия трещин. Небольшие трещины при выдерживании образцов под длительной нагрузкой увеличиваются сильнее, чем максимальные. Это объясняется меньшей степенью стабилизации сцепления арматуры с бетоном в примыкающей к трещине области (для трещин небольшой ширины), а также возможностями более интенсивного выключения из работы растянутого бетона над трещиной. Указанное обстоятельство также подтверждает возможность снижения значения C_D с 1,5 до 1,3 при $m \geq 1,4$, поскольку определяемая по СНиП величина a_T соответствует максимальной ширине раскрытия трещин.

Опытный момент закрытия трещин превышает расчетный примерно на 7%. Трещины закрывались при сжимающих напряжениях в бетоне, равных в среднем 0,5 МПа. При анализе влияния режимов загрузки на условия закрытия трещин установлено, что длительные нагрузки переменного уровня не ухудшают условия закрытия трещин по сравнению с постоянными. Различие в режимах загрузки не сказывается также на закрытии трещин.

Одним из основных факторов, влияющих на увеличение ширины раскрытия трещин при действии длительной нагрузки и условия их закрытия, является высота сжатой зоны бетона, величина которой изменяется вследствие ползучести бетона сжатой зоны.

При этом выявлена закономерность изменения высоты сжатой зоны бето-

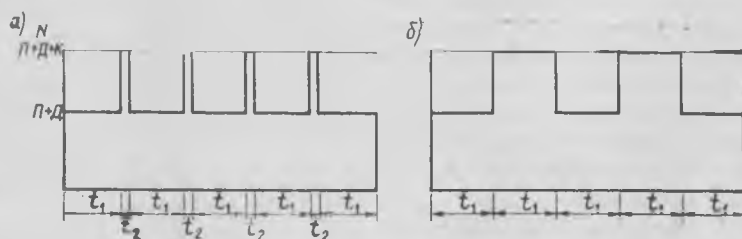


Рис. 1. Режимы загрузки

a — I; б — II
Нагрузки: П — постоянная; Д — длительная; К — кратковременная
a — I; б — II

на как средней, так и в сечениях с трещиной и между ними при действии длительной нагрузки. После действия постоянной длительной нагрузки высота сжатой зоны увеличивается, а переменной — уменьшается по сравнению с высотой сжатой зоны при первом нагружении. Объясняется это тем, что при снижении нагрузки в верхних волокнах бетона могут возникать растягивающие напряжения [3], в результате чего при действии переменных нагрузок не происходит увеличения полноты эпюры напряжений в бетоне сжатой зоны, как это наблюдается при постоянной длительной нагрузке. Кроме того, сказывается нарушение сцепления арматуры с бетоном при периодических нагружениях и разгружениях, а также те обстоятельства, что элемент работает под действием суммарной нагрузки меньшей интенсивности.

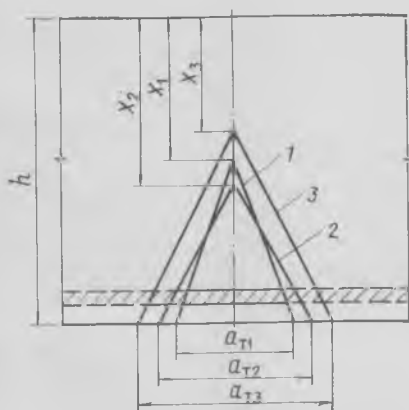


Рис. 2. Схема раскрытия трещин при различном характере действия нагрузки 1 — кратковременная; 2 — постоянная длительная; 3 — длительная переменного уровня

С учетом изменения высоты сжатой зоны при длительном действии нагрузки, а также влияния режимов нагружения на ширину раскрытия трещин получена схема раскрытия трещин (рис. 2). В данном случае представляется интересным вопрос о том, почему длительная нагрузка переменного уровня не ухудшает условия закрытия трещин по сравнению с постоянной нагрузкой. Это явление обусловлено, по-видимому, тем, что при действии длительных нагрузок переменного уровня, во время частичного разгружения в бетоне средней зоны сечения возникает сжимающая сила [3], увеличивающаяся с каждым последующим разгрузением благодаря нарастанию остаточных деформаций. При окончательном разгрузении сжимающая сила, обеспечивающая закрытие трещин, оказывается больше,

чем при действии постоянной длительной нагрузки, в результате чего не ухудшаются условия закрытия трещин при переменной нагрузке.

При испытании опытных образцов установлено влияние длительных нагрузок переменного уровня на деформации элементов — прогибы, деформации продольной растянутой арматуры и крайней волокна сжатого бетона. Деформации образцов, нагруженных постоянной длительной нагрузкой максимального уровня, больше (по прогибам на 20%, по деформациям арматуры на 25%, по деформациям сжатого бетона на 10%), а минимального меньше деформаций балок, нагруженных при режимах на том же уровне нагрузки. Деформации образцов, испытанных по режиму I, меньше, чем по режиму II (по прогибам примерно на 15%). Это объясняется тем, что на более высоких уровнях нагрузки степень напряженного состояния сечений выше и, следовательно, развиваются большие неупругие деформации.

Наибольшее влияние на деформации элементов оказывает первое нагружение до максимального уровня, а процесс приращения деформаций при каждом последующем нагружении — затухающий. В образцах, находившихся первый месяц под действием длительной нагрузки, вызвавшей раскрытие трещин, неупругие деформации развиваются более интенсивно по сравнению с образцами, нагруженными первоначально нагрузкой, не приведшей к образованию трещин, в которых за время перегрузки не успевают в полной мере проявиться неупругие деформации и нарушение сцепления арматуры с бетоном. При этом прогибы в первом случае в среднем на 15% больше, чем во втором.

Выводы

Назначение коэффициента C_d в зависимости от уровня и режима нагружения и от процента армирования более точно отражает процесс увеличения ширины раскрытия трещин под действием длительной нагрузки.

Снижение напряжений сжатия в бетоне на растягиваемой внешними нагрузками грани элемента при закрытии трещин с 1 до 0,5 МПа позволит сократить расход высокопрочной арматуры на 5—10% и получить значительный экономический эффект.

Выполненные исследования показали, что длительные нагрузки переменного уровня не ухудшают условия закрытия трещин.

Деформации образцов определяются степенью напряженного состояния се-

чения, зависящего от уровня и продолжительности длительно действующей нагрузки.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гуца Ю. П., Масютина И. Ю., Хабарова Н. В. Влияние сложных режимов нагружения на ширину раскрытия нормальных трещин в изгибаемых элементах. — В кн.: Поведение бетонов и элементов железобетонных конструкций при воздействии различной длительности. — В сб. трудов НИИЖБ, 1980.
2. Леммыш Л. Л. Учет работы растянутого бетона над трещинами при определении ширины их раскрытия. — Бетон и железобетон, 1977, № 6.
3. Михайлов К. В., Селиюков В. М. О напряженном состоянии железобетонных балок при многократно повторяющихся нагрузках. — Бетон и железобетон, 1963, № 8.

На ВДНХ СССР

Электрообогрев стен ядер жидкости

В тресте Мосоргпромстрой Главмоспромстрой разработан способ электрообогрева стен ядер жесткости, бетонизируемых в циклично-переставной металлической опалубке. Электрообогрев осуществляется пластинчатыми электронагревателями из стальной зигзагообразной ленты, обернутой двумя слоями стеклоткани, пропитанной жидким стеклом. Электронагреватели устанавливаются снаружи в промежутки между ребрами жесткости опалубки. Затем электронагреватели, имеющие болтовые контакты, последовательно перемычками соединяют между собой в группы, подключаемые к электрической цепи через понижающий трансформатор. Пластинчатые электронагреватели можно заменить проволочными, в которых вместо стальной пластины использована вязальная проволока диаметром 2 мм.

Пластинчатые или проволочные электронагреватели используются многократно (более 50 раз), что позволило сократить затраты труда, стоимость работ по их монтажу и коммутации, обеспечить безопасность работ. С помощью электронагревателя производится также отогрев старого бетона и очистка арматуры от снега и наледи.

Экономическая эффективность от внедрения электронагревателей при электрообогреве бетона составляет 1 р. 60 к. на 1 м³ бетона.

Новый способ электрообогрева бетона в зимнее время впервые внедрен на строительстве новых корпусов Академии общественных наук ЦК КПСС.

С запросами обращаться по адресу: 125040, Москва, Ленинградский просп., 26, трест Мосоргпромстрой.

Прочность изгибаемых элементов при совместном действии одностороннего нагрева и нагрузки

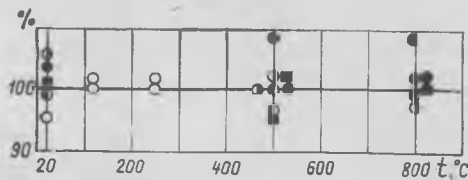
Прочность изгибаемых элементов при совместном действии одностороннего нагрева и нагрузки исследовали на балках сечением 140×240 мм, длиной 4000 мм. Армирование балок одиночное, со стороны менее нагретой растянутой грани сечения. В качестве рабочей арматуры использовали стержни периодического профиля диаметром 12 мм из стали класса А-III марки 35ГС. Предел текучести арматуры колебался от 490 до 530 МПа, временное сопротивление от 740 до 820 МПа. Балки изготавливали из обычного тяжелого бетона, легкого жаростойкого керамзитобетона на портландцементе и жаростойких облегченных бетонов с шамотными заполнителями на портландцементе, глиноземистом цементе и жидком стекле.

По одной балке из каждого бетона испытывали при нормальной температуре, по четыре — при кратковременном воздействии одностороннего нагрева и нагрузки и по две — при длительном действии одностороннего нагрева и нагрузки. На совместное воздействие одностороннего нагрева и нагрузки балки испытывали попарно на специальной установке с электропечью мощностью 60 кВт. Одну балку сначала нагружали до 0,5 M_p и затем подвергали одностороннему нагреву совместно с балкой, нагретой без нагрузки. Затем ее также нагружали до 0,5 M_p при помощи рычагов. Зона чистого изгиба, подвергаемая одностороннему нагреву, составляла 200 см. После этого все балки доводили до разрушения, которое начиналось с текучести арматуры и сопровождалось увеличением прогибов. Балки, нагруженные до нагрева, имели большую предельную деформативность крайнего волокна бетона сжатой зоны нагретого до высокой температуры, чем в балках, нагруженных после нагрева. В этих балках текучесть арматуры уже наступила, а бетон сжатой зоны продолжал дальше деформироваться, передавая усилия сжатия на менее нагретые волокна бетона, расположенные ближе к нейтральной оси. За разрушающий момент балок принимали момент, соответствующий наступлению предела текучести арматуры.

Прочность балок из обычного тяжелого бетона при кратковременном и длительном действии нагрузки и одностороннего нагрева до температуры 120 и 250°C снижается на 11—12% и не зависит от последовательности нагрева и нагрузки.

В балках из легкого жаростойкого керамзитобетона при кратковременном одностороннем нагреве до температуры 500 и 800°C с последующим нагружением прочность балок снизилась соответственно на 10 и 15%, а при нагреве до этих же температур под нагрузкой — на 20 и 35%. Длительный односторонний нагрев в течение 12 сут до температуры 800°C не вызвал дальнейшего снижения прочности балок.

Прочность балок из жаростойких облегченных бетонов на портландцементе, глиноземистом цементе и на жидком стекле при нагреве до 500°C с последующим нагружением уменьшилась на



Отклонение теоретических разрушающих моментов в изгибаемых железобетонных элементах вычисленных, по СН 482-76 с учетом коэффициента m_{az} , от опытных данных

○ — балки из обычного бетона; ● — из легкого жаростойкого керамзитобетона; ◐ — из жаростойкого бетона на портландцементе; ◑ — то же, на глиноземистом цементе; ◒ — то же, на жидком стекле

10,19 и 16%, а при 800°C — на 18,19 и 36%. В результате одностороннего нагрева под нагрузкой при указанных температурах прочность бетона снизилась на 11, 25, 18% и на 29, 26, 39%. При длительном нагреве в течение 10 сут дополнительного уменьшения прочности балок не обнаружено.

Прочность балок снижается вследствие уменьшения предела текучести арматуры и предела прочности бетона или в результате уменьшения плеча внутренней пары сил z_1 . Температура нагрева растянутой арматуры не превышала 140°C. При этом не наблюдалось снижения предела текучести или модуля упругости арматуры класса А-III марки 35ГС*. Снижение прочности на сжатие бетона мало сказывается на уменьшении прочности изгибаемых железобетонных элементов, разрушающихся по растянутой зоне.

Следовательно, снижение прочности балок при действии одностороннего нагрева является следствием уменьшения плеча внутренней пары сил z_1 , из-за повышенной и неравномерной деформативности бетона сжатой зоны по высоте сечения, вследствие чего происходит увеличение высоты сжатой зоны и перераспределение усилий в ней со смещением равнодействующей ближе к нейтральной оси сечения. Эти явления особенно проявились при одностороннем нагреве под нагрузкой в балках из легкого жаростойкого керамзитобетона и

* Милованов А. Ф. Расчет жаростойких железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1975.

Бетон	m_{az} при средней температуре бетона сжатой зоны, °C			
	120	250	500	800
Тяжелый	0,95/0,95*	0,95/0,95	—/—	—/—
Жаростойкий на портландцементе с шамотными заполнителями	1/1	0,95/1	0,9/0,95	0,8/0,9
Жаростойкий на жидком стекле с шамотными заполнителями	0,95/1	0,85/0,95	0,75/0,9	0,6/0,6
Жаростойкий на глиноземистом цементе с шамотными заполнителями	1/1	0,95/1	0,85/0,95	0,8/0,9
Легкий жаростойкий керамзитобетон на портландцементе	1/1	0,95/1	0,9/0,95	0,8/0,85

* Перед чертой — нагрев под нагрузкой, после черты — перед нагружением.

облегченных жаростойких бетонов на портландцементе и глиноземистом цементе.

Максимальное уменьшение плеча внутренней пары z_1 наблюдалось при действии эксплуатационных нагрузок, при которых был проведен односторонний нагрев балок. При дальнейшем на-

гружении до разрушения z_1 увеличивалось примерно пропорционально отношению нагрузки к общей.

Для расчета прочности изгибаемых железобетонных элементов при одностороннем нагреве можно рекомендовать зависимость

$$M_p = m_{az} z_1 R_{at} F_a.$$

УДК 624.075.23

Д. Р. МАИЛЯН, канд. техн. наук (Ростовский Промстройиниипроект)

Эффект неравномерного предварительного обжатия гибких колонн

Ранее [1, 2] установлено, что на несущую способность гибких колонн влияет преднапряжение, при котором бетон обжат равномерно. В колоннах с гибкостью λ_h более 15—20 при определенных значениях эксцентриситета e_0/h и степени обжатия равномерное преднапряжение повышает не только трещиностойкость и жесткость сечений, но и несущую способность. С увеличением эксцентриситета продольного усилия и гибкости колонн эффективность преднапряжения возрастает.

Иногда, в частности при одностороннем эксцентриситете равнодействующей внешних усилий, колонны с неравномерно предварительно обжатыми сечениями более эффективны. Такие воздействия наблюдаются в крайних колоннах эстакад под крановые нагрузки контейнерных площадок, заводских складов сырья и готовой продукции, в стойках транспортных галерей и путепроводов, в опорах мостов и др. Неравномерное предварительное обжатие при больших эксцентриситетах целесообразно в колоннах с гибкостью меньшей, чем для равномерно обжатых.

Гибкие колонны с неравномерно предварительно обжатыми сечениями имеют начальный выгиб, который при определенном условии повышает их несущую способность и трещиностойкость по сравнению с равномерно обжатыми. Это условие состоит в том, чтобы эксцентриситет равнодействующей внешнего продольного усилия был не менее определенного значения, при котором прогиб направлен в сторону, обратную начальному выгибу. Оно может быть представлено в виде

$$e_0 > K f_B. \quad (1)$$

Для определения коэффициента K составим дифференциальное уравнение упругой оси колонны

$$B \left(y'' - \frac{1}{\rho_B} \right) = N (\Delta - y - e_0), \quad (2)$$

в котором левая часть представляет собой произведение жесткости сечения B на разность кривизны от внешнего усилия N и выгиба, а правая часть — момент усилия N в любом сечении колонны в деформированном состоянии.

Решение уравнения (2) представим в виде

$$y = \frac{1}{\cos \frac{m l}{2}} \left(\frac{x}{m^2} - e_0 \right) \times (1 - \cos m x), \quad (3)$$

где

$$m^2 = N/B \text{ и } x = 1/\rho_B = 8 f_B/l^2. \quad (4)$$

Определим эксцентриситет e_0 , при котором перемещение конца стойки не более f_B . Для этого в (3) подставляем

Как видно из рисунка, при расчете по приведенной формуле теоретические разрушающие моменты лучше совпадают с опытными, чем с теоретическими моментами, вычисленными без учета коэффициента условий работы m_{az} . Значения коэффициента m_{az} следует принимать по таблице.

условие $y < f_B$ и имея в виду (4) после преобразования получим

$$e_0 > f_B \left(\frac{8 B}{N l^2} - \frac{\cos \frac{l}{2} \sqrt{\frac{N}{B}}}{1 - \cos \frac{l}{2} \sqrt{\frac{N}{B}}} \right). \quad (5)$$

Коэффициент K , равный выражению в скобках, является функцией свободной длины колонны l , жесткости сечения B и продольного усилия N . Изменение этих параметров в широких пределах незначительно влияет на численные значения коэффициента: при увеличении N и l/B в 3—4 раза K уменьшается с 0,85 до 0,81. В среднем K можно приблизительно принять равным 0,83.

Влияние на работу гибких колонн неравномерного предварительного обжатия изучали на 24 образцах, из которых 12 были обжаты равномерно и 12 — неравномерно. В опытах варьировали уровень и степень неравномерности обжатия (табл. 1); гибкость ($\lambda_h = 28$ и 6,7); относительный эксцентриситет внешней силы (табл. 2). Образцы имели следующие проектные размеры: гибкие — $120 \times 200 \times 3270$ мм; короткие — $120 \times 200 \times 800$ мм. Колонны армировали двумя канатами диаметром 12 мм класса К-7 у двух противоположных граней. Канаты по концам имели внутренние анкеры в виде обжатых муфт из мягкой стали. Проектная марка бетона М 500.

Таблица 1

Шифр колонн*	Предварительное обжатие сечений	R_t , МПа	Установившееся преднапряжение, МПа		Уровни обжатия		Выгиб f_B , см
			σ_{02}	σ'_{02}	$\eta = \frac{\sigma_{б.н}}{R_t}$	$\eta' = \frac{\sigma'_{б.н}}{R_t}$	
ПГК-1-1(2)	Равномерное	52,5	995,3	997,9	0,338	0,34	0,025
ПГК-1-3(4)	Равномерное	52,5	978,2	981,9	0,333	0,334	0,049
ПК-1(2, 3, 4)	*	52,5	981,2	983,9	0,329	0,339	0,01
ПГК-1-1(2)	Неравномерное	45,6	1062,5	431,9	0,365	0,147	1,1
ПГК-1-3(4)	*	45,6	1074	431,4	0,37	0,146	1,17
ПК-1-1(2, 3, 4)	Неравномерное	45,6	1063,3	432	0,367	0,146	0,068
ПГК-1-1-1(3)	Равномерное	49,6	681,8	680,1	0,259	0,254	0,015
ПК-1-1-1(3)	*	49,6	680,4	676,7	0,263	0,248	0,001
ПГК-1-1-1(3)	Неравномерное	49,6	680,3	564,8	0,256	0,212	0,33
ПК-1-1-1(3)	*	49,6	682,8	569	0,258	0,214	0,002

* ПГК — гибкие, ПК — короткие.

Таблица 2

Шифр колонн	e_0/h	Несущая способность, K_n		$N_{г,оп}^{оп}/N_{г,к}$	$N_{г,оп}^{оп}/N_{г,к} - 100\%$
		$N_{г,оп}^{оп}$	$N_{г,к}$		
ПГК-1-1	0	480	520	0,5	-8,33
ПГК-1-2	0,25	300	270	0,5	10
ПГК-1-3	0,6	190	195	0,704	-2,63
ПГК-1-4	0,8	140	160	0,7	-14,29
ПГК-11-1	0	280	320	0,389	-14,29
ПГК-11-2	0,25	405	340	0,844	16,05
ПГК-11-3	0,6	202	220	0,762	-8,91
ПГК-11-4	0,8	150	170	0,75	-13,33
ПГК-111-1	0	540	523	0,54	3,15
ПГК-111-3	0,6	146	161	0,531	-10,27
ПГК-1V-1	0	493	510	0,483	-3,45
ПГК-1V-3	0,6	153	170	0,546	-11,11

Неравномерное обжатие сечений при $e_0 > 0,83 f_b$ значительно увеличило несущую способность гибких колонн по сравнению с равномерным интенсивностью равной $\sigma_{б.н}$ (максимальной при неравномерном обжатии). При $e_0/h = 0,25$ (или $e_0 = 2,7 f_b$) несущая способность неравномерно обжатых колонн больше, чем равномерно обжатых на 35%. При дальнейшем увеличении эксцентриситета она постоянно приближается к несущей способности равномерно обжатых колонн (рис. 1).

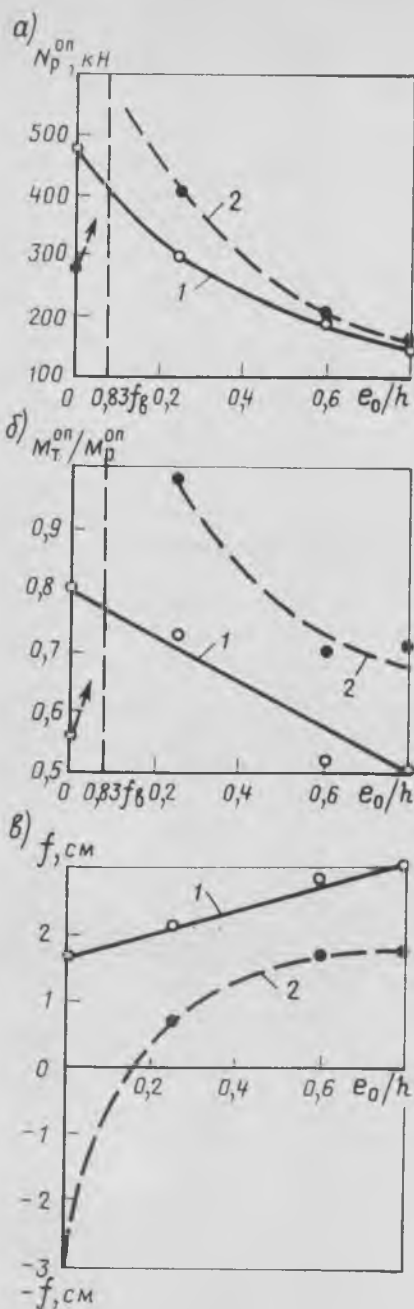
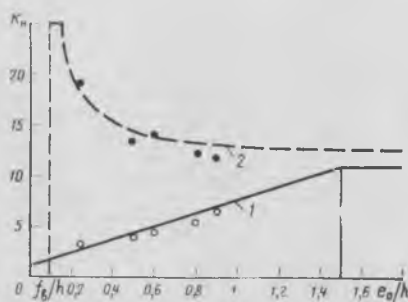
При центральном сжатии, а также при малых значениях эксцентриситета неравномерное обжатие снижает несущую способность колонн. Такая же закономерность соблюдается в отношении усилий образования трещин и прогибов. При $e_0 > 0,83 f_b$ неравномерное обжатие повышает трещиностойкость элемента и уменьшает прогибы, в результате чего повышается несущая способность гибких колонн и ее отношение к прочности коротких колонн (см. табл. 2).

Для расчета несущей способности преднапряженных колонн с неравномерно обжатыми сечениями можно использовать методику СНиП П-21-75, однако необходимо пересмотреть выражение коэффициента K_n , учитывающего влияние преднапряжения арматуры на жесткость элемента, поскольку в нормах оно приводится лишь для равномерно обжатых сечений. По опытным данным получено следующее выражение для неравномерно обжатых сечений

$$K_n = 1 + 10 \frac{\sigma_{б.н}}{R_{пр}} \frac{\sigma_{б.н}}{\sigma'_{б.н}} \times \frac{1}{1 - 0,9 f_b/e_0} \quad (6)$$

Рис. 2. Зависимость коэффициента K_n от относительного эксцентриситета

1 и 2 — колонны соответственно с равномерно и неравномерно предварительно обжатыми сечениями; кривые по формулам (6) и (7), точки — по опытным данным

Рис. 1. Зависимость несущей способности (а), трещиностойкости (б), прогибов (в) в среднем сечении при $M = 0,7 M_{раз}$ от относительного эксцентриситета для колонн с равномерно (1) и неравномерно (2) предварительно обжатыми сечениями

При использовании формулы (6) установлены следующие ограничения: перепад напряжений обжатия должен находиться в пределах $1 \leq \sigma_{б.н}/\sigma'_{б.н} \leq 3$ при большем значении он принимается равным 3; максимальное значение K_n принимается независимо от расчета равным 25; формулой (6) следует пользоваться при $e_0/f_b > 0,9$; при $0,83 < K \leq 0,9$ K_n принимается равным 25.

Сопоставление опытных значений K_n с вычисленными по формуле (6), показало их удовлетворительную сходимость (рис. 2). Одновременно проверяли зависимость для элементов с равномерно обжатым сечением. Опыты показали удовлетворительную сходимость со значениями K_n , полученными по предложенной ранее [2] формуле:

$$K_n = 1 + 15 \frac{\sigma_{б.н}}{R_{пр11}} \frac{e_0}{h} \quad (7)$$

в которой рекомендуется лишь ограничить значения e_0/h величиной 1,5.

Значения K_n , вычисленные по формуле (6), не должны быть менее полученных из выражения (7), поэтому последнее следует рассматривать как нижнюю границу указанного коэффициента. Сопоставление опытной несущей способности колонн с вычисленной по формулам (6) и (7) показало их удовлетворительную сходимость (см. табл. 2).

Наиболее опасны в колоннах с шарнирными опорами средние сечения, тем не менее необходима проверка прочности на внецентренное сжатие концевых участков для предотвращения их преждевременного разрушения.

Выводы

Неравномерное предварительное обжатие гибких колонн при соблюдении условия (1) и (5) существенно повышает их несущую способность и трещиностойкость, а также уменьшает прогибы. Учет влияния неравномерного предварительного обжатия на несущую способность гибких колонн при расчете по методике СНиП П-21-75 рекомендуется производить с помощью коэффициента K_n , определяемого по формуле (6). Применение в гибких колоннах, работающих с односторонним эксцентриситетом равнодействующей продольных усилий, неравномерного предварительного обжатия позволит снизить расход арматурной стали.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Светов А. А., Бужевич В. Г. Преднапряженные сжатые элементы двутаврового сечения. — Бетон и железобетон, 1977, № 12.
- Казачек В. Г., Чистяков Е. А., Пецольт Т. М. Экспериментальные исследования гибких сжато-изогнутых железобетонных элементов с преднапряженной арматурой. — В кн.: Прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных конструкций. Труды НИИЖБ. М.: Стройиздат, 1979.

Деформирование сжато-изогнутых плит с различными условиями опирания кромок

В КИСИ исследовали тонкостенные железобетонные пластины для анализа прочности и деформативности сжато-изогнутых плит при кратковременном и длительном нагружении в зависимости от условий опирания кромок. Было изготовлено в горизонтальном положении из бетона марки М 200 с составом по массе 1:2,55:4,84 при $V/C=0,64$ 12 образцов размером $840 \times 800 \times 40$ мм. Максимальный размер гранитного щебня не превышал 9 мм. Параллельно бетонировали кубы и призмы, необходимые для определения различных характеристик бетона. Все образцы распалубливали на 3 сут. Плиты армировали одной сварной сеткой 70/100/4/4 В1. Защитный слой составлял 5 мм.

Образцы ПК₁₋₆ на 34–36 сут после бетонирования испытывали при кратковременном приложении нагрузки ($R^H = 2 \cdot 10^3$ Н/см², $R^H_{np} = 1,67 \cdot 10^3$ Н/см², $E_6 = 2,6 \cdot 10^3$ кН/см²). Остальные — ПД₇₋₁₂ на 43 сут после бетонирования загружали длительно действующей нагрузкой, одинаковой для всех плит и составляющей 98 кН. При такой нагрузке нелинейность деформаций ползучести в сжатой зоне образцов проявлялась незначительно. Это позволило при обработке результатов воспользоваться уравнениями линейной теории ползучести. Плиты ПД₇₋₁₂ выдерживали под нагрузкой в течение 195 сут, затем их разгружали, выдерживали без нагрузки и на 300 сут загружали кратковременной нагрузкой. На 300 сут прочностные характеристики бетона были следующие: $R^H = 2,69 \cdot 10^3$ Н/см², $R^H_{np} = 2,31 \cdot 10^3$ Н/см², $E_6 = 2,73 \cdot 10^3$ кН/см².

При кратковременных испытаниях все образцы доводили до разрушения с помощью двух 25-тонных гидравлических домкратов. За условный ноль принималась нагрузка 4,9 кН. Нагрузку прикладывали ступенями по 39,2 кН с выдержкой 10–15 мин. При усилении, равном 98 кН, снимали дополнительные отсчеты. Плиты испытывали при различных условиях опирания кромок: ПК_{1,2}, ПД_{7,8} шарнирно опирались по контуру, ПК_{3,4}, ПД_{9,10} — по трем сторонам и имели свободную вертикальную кромку по четвертой, ПК_{5,6}, ПД_{11,12}

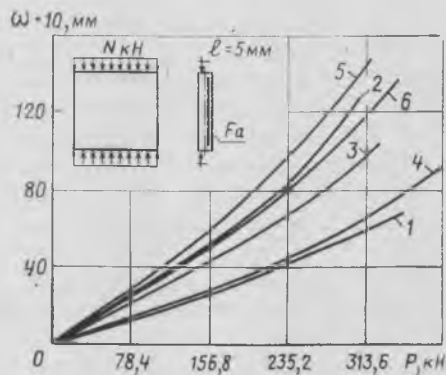


Рис. 1. Прогнбы в характерных точках плит ПК₁₋₆ и ПД₇₋₁₂ в центре плит: ПК_{1,2} (1) и ПД_{7,8} (4); посередине свободных кромок плит: ПК_{3,4} (2); ПК_{5,6} (3); ПД_{9,10} (5); ПД_{11,12} (6)

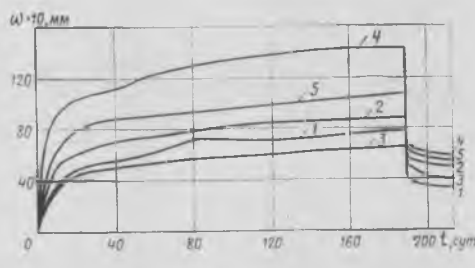


Рис. 2. Кривые нарастания прогибов плит в характерных точках: посередине плит ПД_{7,8} (1); ПД_{9,10} (2); ПД_{11,12} (3); посередине свободной кромки у плит ПД_{9,10} (4); ПД_{11,12} (5)

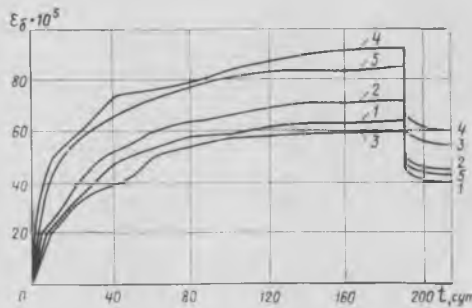


Рис. 3. Деформации бетона сжатой зоны плит в направлении действия нагрузки в центре плит: ПД_{7,8} (1); ПД_{9,10} (2); ПД_{11,12} (3); посередине свободной кромки у плит: ПД_{11,12} (5); ПД_{9,10} (4)

шарнирно опирались по двум горизонтальным кромкам, вертикальные кромки были одна закреплена, другая — свободна.

Испытания проводили в специально сконструированных установках. Продольные и поперечные деформации измеряли индикаторами часового типа с ценой деления 0,001 мм и тензорезисторами с базой 50 мм, наклеенными по оси индикаторов. Прогнбы плит измеряли индикаторами с ценой деления 0,01 мм, установленными на специальной рамке. Средние разрушающие усилия, полученные при испытаниях, составили для плит ПК_{1,2}, ПК — 338,2; ПК_{3,4} — 301,5; ПК_{5,6} — 322,5; ПД_{7,8} — 417; ПД_{9,10} — 314; ПД_{11,12} — 335,6 кН. Все образцы разрушались по сжатой зоне бетона. Нейтральная плоскость в сжато-изогнутых образцах проходила по наружной грани. Несущая способность плит серии ПД₇₋₁₂ больше, чем у соответствующих плит ПК₁₋₆ в среднем на 24%. При кратковременных испытаниях прогибы плит ПД несколько превосходят прогибы соответствующих плит ПК (рис. 1), что объясняется наличием у плит ПД начальных прогибов, явившихся следствием неупругого деформирования бетона (рис. 2). Все линии, характеризующие рост прогибов плит при повышении нагрузки (кратковременные испытания), являются вогнутыми (см. рис. 1). Отмечается довольно сильная нелинейность, особенно при нагрузках более 0,6 разрушающей.

Большое влияние на прогибы плит оказали условия опирания кромок. Наибольшие прогибы имели плиты с незакрепленными кромками ПК_{3,4} и ПД_{9,10}. Прогнбы плит ПК_{5,6}, ПД_{11,12} в тех же точках меньше в среднем на 15% в результате заделки одной из вертикальных кромок. Длительность действия нагрузки явилась причиной появления значительных неупругих деформаций бетона сжатой зоны (рис. 3), что отразилось на прогибах плит ПД₇₋₁₂. На 193 сут после нагружения прогибы плит возросли по сравнению с начальными — упругими: у ПД_{7,8} в 3,9, ПД_{9,10} в 4,3 и ПД_{11,12} в 4 раза. Наиболее интенсивно нарастали прогибы в первые 30 сут после нагружения. За это время они достигли 70% максимальных значений. В последующее время скорость нарастания прогибов значительно сократилась, и на 193 сут процесс практически прекратился. После разгрузки и выдержки остаточные прогибы в плитах ПД_{7,8} были в 2,4 раза больше начальных упругих, в плитах ПД_{9,10} — в 3,4, а в плитах ПД_{11,12} — в 2,4 раза.

В результате существенного влияния на деформированное состояние усилий, действующих в плоскости плит, их необходимо рассчитывать как сжато-изогнутые элементы с учетом неупругих свойств бетона.

В. М. МОСКВИН, д-р техн. наук; В. Г. БАТРАКОВ, Н. К. РОЗЕНТАЛЬ (НИИЖБ),
Е. В. АРТЕМЕНКО, (ХИИКС), кандидаты техн. наук; И. И. СЕЛИВАНОВ, А. Н. ПЛУГИН,
В. Г. БРАТЧИКОВ, инженеры (ДСК-1 Минпромстроя УССР)

Порошкообразные комплексные модификаторы бетона

В последние годы ускорение производства и повышение качества бетонных и железобетонных конструкций в большой мере связано с разработкой и внедрением новых эффективных добавок в бетон. НИИЖБ совместно с НИОПИК разработал высокоэффективный разжижитель (суперпластификатор) бетонной смеси С-3 [1].

Добавки этого класса позволяют без увеличения расхода цемента получать высокоподвижные смеси или за счет уменьшения расхода воды резко увеличивать прочность бетона. Возможно также получение комбинированного эффекта — улучшение удобоукладываемости при одновременном некотором увеличении прочности бетона. Следует отметить, что в ряде случаев необходимо ускорять или замедлять сроки схватывания бетонной смеси, длительно сохранять ее подвижность, увеличивать морозостойкость, водонепроницаемость бетонов и т. п.

Существенные трудности имеются при перевозке и хранении замерзающих добавок, особенно в районах с суровыми климатическими условиями. В некоторые отдаленные районы Сибири и Дальнего Востока доставка добавок в виде растворов вообще невозможна. Известно, что наилучший технический эффект может быть получен при использовании комплексных добавок. Однако многокомпонентные комплексные добавки требуют отдельных складов и трактов подачи, отдельных устройств для подготовки и дозирования, что существенно ограничивает возможности их применения.

НИИЖБ совместно с другими организациями разработаны составы и способы изготовления порошкообразных или гранулированных комплексных модификаторов бетона (КМБ) для централизованного производства и применения в виде одновариантной композиции. Совместно с Центральной строительной лабораторией треста Балморгидрострой предложен способ получения порошкообразного КМБ на традиционных материалах (СДБ, сульфате натрия, ГКЖ-11 и др.).

КМБ предназначен для получения морозостойкого бетона и изготовления бетонных и железобетонных конструкций для гидротехнического строительства [2]. С его применением изготовлено более 12 тыс. м³ железобетонных конструкций.

НИИЖБ разработал составы КМБ на основе разжижителя С-3, использование их позволяет до 40% снизить расход дефицитного С-3, получить бетонные смеси для сборных и монолитных железобетонных конструкций, повысить морозостойкость бетона от Мрз 300 и выше.

НИИЖБ, ХИИКС и ДСК-1 Минпромстроя УССР разработали и опробовали установку производительностью 100—300 кг в 1 ч для опытно-промышленного получения порошкообразных КМБ. Размеры установки в плане 4×5 м, мощность моторов не превышает 15 кВт. Ее обслуживают оператор и рабочий.

Полученный на установке КМБ представляет собой сыпучий несслеживающийся порошок, который может храниться длительное время в сухом помещении в мешках или навалом. При смешивании с водой он хорошо растворяется.

В зависимости от состава и назначения дозировка в бетонную смесь составляет 1,2—2,4% массы цемента. При трехменной работе установка способна обеспечить потребность в КМБ мощности, равные 150—300 тыс. м³ бетона в год. Выпуск модификаторов на установке при расширении производственной площади может быть увеличен.

К настоящему времени на установке изготовлено около 7 т порошкообразного продукта КМБ-1, проведены его лабораторные испытания, отдельные партии проходят производственную проверку в различных организациях, в частности, лабораторные испытания проведены на ДСК-1. Для приготовления бетона использовали портланд-

цемент марки 400 Балаклейского завода, песок речной, щебень гранитный фракции 5—20 мм. Испытания показали, что пластифицирующее действие КМБ аналогично действию разжижителя С-3 (табл. 1).

Таблица 1

Вид и дозировка добавки	Распływ конуса в мм раствора состава	
	$C : П = 1 : 3 ; V/C = 0,5$	$C : П = 1 : 3 ; V/C = 0,55$
Без КМБ	110	128
1,5% КМБ-1	141	—
2% КМБ-1	148	187
0,2% СДБ	128	148
0,7% С-3	146	176

Испытания бетонной смеси и бетона с различной дозировкой КМБ показали (табл. 2), что модификатор обладает сильным разжижающим действием, увеличивает осадку конуса с 3 до 20—23 см, вовлекает дополнительно 2—3% воздуха. При этом прочность пропаренного бетона при правильно выбранной дозировке не ниже прочности бетона без добавок. При уменьшенном расходе воды прочность через 4 ч после пропаривания и через 28 сут была соответственно на 27 и 16% выше, чем бетона без добавок. Испытания показали повышенную морозостойкость бетона с КМБ.

Таблица 2

Характеристика смеси и бетона	Бетон без КМБ	Бетон с КМБ-1, %	
		1,5	2
Состав бетона на 1 м ³ , кг:			
цемента	477	456	471
песка	657	629	650
щебня	986	944	975
воды	207	198	179
V/C	0,434	0,434	0,38
Осадка конуса, см	3,2	20	10
Объемная масса бетонной смеси, кг/м ³	2327	2227	2275
Объем вовлеченного воздуха, %	2,2	4,5	5,5
Прочность бетона на сжатие после пропаривания, МПа:			
через 4 ч	26,7	23,7	34
через 28 сут	34,5	32,8	40

Примечание. Состав бетона $C : П : Ш = 1 : 1,38 : 2,07$. Портландцемент марки 400 Балаклейского завода.

Сопоставление результатов испытаний бетона с модификаторами и с добавками, введенными раздельно, показали, что КМБ обладает повышенным пластифицирующим действием. Его применение позволило сэкономить 30—40% разжижителя С-3. Имеется возможность изготавливать КМБ на основе СДБ без применения С-3. Пластифицирующее действие такого КМБ ниже, чем С-3, но выше добавки СДБ.

Испытания изготовленных в опытном порядке кассетных изделий, железобетонных труб, монолитного бетона показали возможность уменьшения длительности и интенсивности виброуплот-

нения, ускорения укладки бетонной смеси, сокращения расхода цемента на 20%.

Значительный экономический эффект может быть получен, если использование КМБ позволит увеличить производительность формовочных постов и линий. Промышленное производство модификаторов позволило бы применять полифункциональные комплексные добавки при наличии на заводах ЖБИ типового набора оборудования для их растворения и дозирования. Централизованное изготовление КМБ позволит обеспечить предприятия и стройки добавками с требуемыми в

каждом конкретном случае свойствами, упростить и сделать более дешевой их доставку, особенно в северные и отдаленные районы, наладить постоянные хозяйственные связи с предприятиями — поставщиками исходных компонентов. Ближайшей задачей является создание на базе разработанной установки технологической линии по производству порошкообразных КМБ.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бетоны с эффективными суперпластификаторами. Сб. НИИЖБ, М., 1979.
2. Чернигин С. Я. Опыт изготовления конструкций гидротехнических сооружений из бетонов с комплексными добавками. — Бетон и железобетон, 1977, № 7.

УДК 691.327:666.949

Ю. С. ЧЕРКИНСКИЙ, д-р хим. наук; Н. В. СВЕЧИН, М. Р. НИКОНОВ, кандидаты техн. наук; Л. А. КАЙСЕР, Ю. В. СОРОКИН, З. И. ЗИСМАН, Л. С. САМСОНОВА, инженеры (НИЛ ФХММ и ТП)

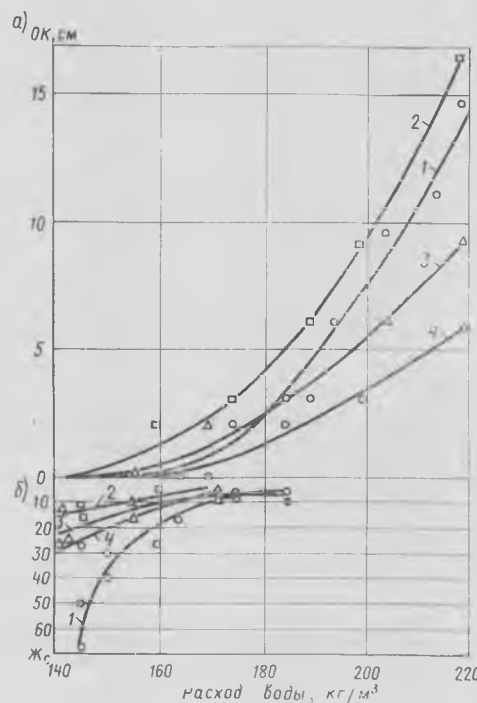
Бетон на алинитовом цементе

При введении в портландцементную сырьевую шихту значительных количеств плавня — хлористого кальция — удалось снизить температуру синтеза клинкера с 1450 до 1150°C, но продуктом обжига оказался не портландцементный клинкер, а новое вяжущее вещество — алинитовый (хлорсилкатный) цемент, фазовый состав которого [1—3] отличается от аналогичного состава портландцемента.

Для опытов с бетонами в НИЛ ФХММ и ТП в 1976—1980 гг. были использованы алинитовые цементы четырех партий с условной маркировкой ТС-2, ТС-3, и ТС-4 и ТС-7, стандартные показатели которых приведены в табл. 1.

Были приготовлены бетонные смеси с расходами алинитового цемента от 210 до 600 кг/м³ и содержанием воды от 140 до 220 л/м³. Цементно-водные отношения составляли 1,5; 2; 2,5; 3 и 3,5. В качестве заполнителей использовали пески средней крупности ($M_k=2$) Тучковского и Окского месторождений и гранитный щебень наибольшей крупностью зерен 20 мм.

Опыты показали, что вязкость цементного клея, косвенно характеризующая величиной цементно-водного отношения, существенно влияет на водопотребность бетонной смеси заданной консистенции. При C/B , равном 1,5 и 2, вязкость клея практически одинако-



ва, а зависимость консистенции смеси от расхода воды — функция $C=f(B)$ может быть представлена единой кривой (рис. 1). Для C/B , равном 2,5 и 3, построили отдельные кривые, а для $C/B=3,5$ провести кривую функции $C=f(B)$ не удалось из-за отсутствия достаточного числа экспериментальных точек.

Величины водопотребности бетонной смеси (см. кривую 2 на рис. 1, а) на 10—15 л меньше водопотребности равноподвижной бетонной смеси на портландцементе, изготовленной на песке средней крупности и щебне с предельной крупностью зерен 20 мм [4]. Таким образом, при том же C/B расход алинитового цемента на 1 м³ бетона меньше расхода портландцемента.

Рис. 1. Зависимость консистенции бетонной смеси от расхода воды и C/B
а — подвижные смеси; б — жесткие смеси; 1 — на портландцементе с $C/B \leq 2$; 2 — на алинитовом цементе с $C/B \leq 2$; 3 — то же, с $C/B = 2,5$; 4 — то же, с $C/B = 3$

Таблица 1

Наименование показателей и единицы измерения	ТС-2	ТС-3	ТС-4	ТС-7
Нормальная густота, %	22,5	26—27,5	23,5	28
Сроки схватывания, мин (начало/конец)	15/35	20—30/35—75	50/85	50/115
Прочность при сжатии в возрасте 28 сут, МПа	37,6	41,7—50,1	60,8	42,3

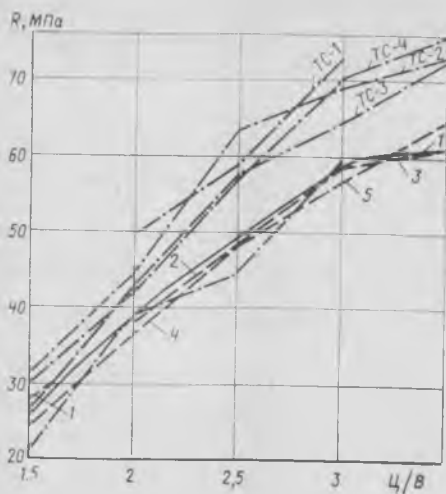


Рис. 2. Зависимость прочности бетона от Ц/В (цемент марки 400)

1 — обобщенная кривая функции $R_{28} = f(C/B)$; 2 — прямая, отвечающая функции $R_{28} \text{ (МПа)} = 0,052 R_{ц} (C/B - 0,18)$; 3 — прямая, отвечающая функции $R_{28} \text{ (МПа)} = 0,0125 R_{ц} (C/B + 8,72)$; 4 — прямая, отвечающая функции Болоеся для портландцементных (цемент марки 400) бетонов при $C/B \leq 2,5$; 5 — то же, при $C/B \geq 2,5$

Бетонные смеси, послужившие для установления зависимости $C = f(B)$, были затем использованы для формирования образцов-кубов с размером ребра 10 см, часть которых была подвергнута пропариванию, а другая хранилась в камере нормального твердения. Все образцы были испытаны в возрасте 28 сут. Для бетонов нормального твердения на всех цементах были получены довольно близкие прочностные показатели, что позволило нанести на график (рис. 2) обобщенную кривую зависимости $R_{28} = f(C/B)$. Как это часто делают на практике, эта кривая заменена двумя прямыми, пересекающимися в точке, соответствующей $C/B = 3$:

$$\text{при } C/B \leq 3 \quad R_{28} \text{ (МПа)} = 0,052 R_{ц} (C/B - 0,18), \quad (1)$$

$$\text{при } C/B \geq 3 \quad R_{28} \text{ (МПа)} = 0,0125 R_{ц} (C/B + 8,72). \quad (2)$$

Прямые 2 и 3, нанесенные на график, соответствуют значениям R_{28} , вычисленным по формулам (1) и (2) при марке алинитового цемента 400.

Как видно из графика, бетоны нормального твердения на алининовом и портландцементе при одинаковых марках цемента и значениях Ц/В практически равнопрочны.

При пропаривании бетоны на алининовом цементе ведут себя примерно так же, как и бетоны на портландцементе с активными минеральными добавками, но коэффициент эффектив-

ности паротепловой обработки $K_{эп} =$

$$= \frac{R_{28}^п}{R_{28}}$$

у них несколько выше.

Среднее значение $K_{эп}$ для бетонов на алининовом цементе равно 1,25, в отдельных случаях оно поднимается до 1,4 (цемент ТС-4) и даже до 1,49 (цемент ТС-3). Лишь в партии цемента

ТС-7 отношение $\frac{R_{28}^п}{R_{28}}$ колебалось в пределах 0,88—1,15.

Таким образом, можно считать установленным, что пропаривание более эффективно для бетона на алининовом, чем на портландцементе. Более того, бетон на алининовом цементе приобретает требуемую прочность именно при сокращенных режимах изотермического прогрева, что видно из данных табл. 2. Бетонные образцы при $C/B = 2,5$ пропаривали по режиму 2+3+(2-6)+2 при температуре $80 \pm 5^\circ\text{C}$.

Таблица 2

Маркировка цемента	Наименование показателей и единицы измерения	Продолжительность изотермического прогрева, ч		
		2	4	6
ТС-3	$R_{1}^п$, МПа	45,1	47,8	44,7
	$R_{28}^п$, МПа	63	66,7	63,2
	$K_{эп}$	1,25	1,32	1,26
ТС-4	$R_{1}^п$, МПа	32,7	38	32,4
	$R_{28}^п$, МПа	52,9	52,3	52,8
	$K_{эп}$	1,12	1,1	1,11

На рис. 3 приведены удельные расходы цемента в кг/м^3 на единицу прочности бетона (1 МПа) для различных по консистенции бетонов на алининовом и портландцементе. Использовали портландцемент Воскресенского завода, исходя из того, что почти все виды алининового цемента изготавливались также без активных минеральных добавок. Из графика видно, насколько бетоны на алини-

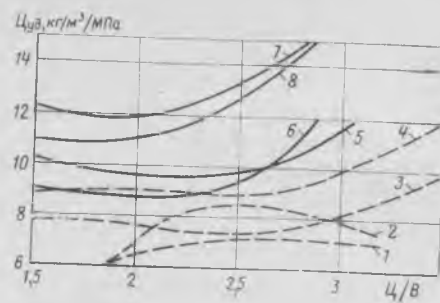


Рис. 3. Удельный расход цемента на единицу прочности бетона

бетоны на алининовом цементе: 1 — пропаренный, смесь жесткая; 2 — нормального твердения, смесь жесткая; 3 — пропаренный, смесь подвижная; 4 — нормального твердения, смесь подвижная бетоны на портландцементе: 5 — пропаренный, смесь жесткая; 6 — нормального твердения, смесь жесткая; 7 — пропаренный, смесь подвижная; 8 — нормального твердения, смесь подвижная

вом цементе экономичнее портландцементных.

Исследование бетона на алининовом цементе показало, что это вяжущее имеет повышенную склонность к усадочным деформациям. Отмечено, что уже через 24 ч образцы из алининового цемента имели усадку 0,31% по ГОСТ 11052—74, а контрольные образцы из портландцемента завода «Гигант» — только 0,025%. Через 5 сут величины усадки возросли соответственно до 0,42 и 0,09%. Повышенная усадка алининового цемента была подтверждена опытами на бетонных образцах: усадка балочек через 10 сут достигла 0,055%, а через 30 сут — 0,063. Важно отметить, что усадка пропаренного бетона на алининовом цементе существенно ниже усадки бетона нормального твердения.

Повышенная усадка, с одной стороны, улучшает сцепление цементного камня с заполнителями и бетона с арматурной сталью, но, с другой, может вызвать появление усадочных трещин. Эти предположения подтвердились в экспериментах. Для исследования сцепления цементного камня ТС-7 с арматурной сталью были изготовлены кубы с ребрами размером 7,07 см с заделанными по оси образца прутками арматуры. При

Таблица 3

Цемент и материал образца	Режим хранения	Условное сопротивление скалыванию, МПа, в возрасте, сут			
		1	7	28	180
Бетон на ТС-7 $C = 460 \text{ кг/м}^3$ $C/B = 2,5$	В камере нормального твердения	—	6,66	9,03	10,55
ТС-7	Нормальный	6,14	7,67	8,99	8,9
Цементный камень	Воздушно-сухой	—	2,17	4,32	5,9
	Водный	—	6,45	6,4	6,65
Портландцемент 400	Нормальный	3,12	6,27	6,97	4,8
	Воздушно-сухой	—	3,38	5,44	4,78
Цементный камень	Воздушно-сухой	—	5,43	4,91	5,75
	Водный	—	—	—	—

воздушном хранении вследствие повышенной усадки кубы получили глубокую трещину вдоль арматурного стержня. При хранении в камере нормального твердения и в воде трещин не было.

В табл. 3 приведены результаты определения влияния возраста и различных режимов твердения на анкеровку гладкой стержневой арматуры в цементном камне и бетоне на алинированном цементе ТС-7, а также в портландцементных образцах. Сцепление с арматурой оценивалось величиной условного сопротивления скалыванию $R_{ск}$ при выдергивании стержня из образца.

Из табл. 3 видно, что при нормальных условиях, а также при твердении в воде $R_{ск}$ для образцов на алинированном цементе превышает аналогичный показатель для портландцементных образцов во все сроки твердения; особенно заметно это на образцах в возрасте 6 мес. При воздушно-сухом хранении алинированный цемент теряет свои пре-

имущества. Более того, в возрасте 7 сут в образцах были обнаружены неглубокие усадочные трещины, которые к 6 мес расширились и даже дошли до арматурного стержня.

Арматурные стержни после выдерживания были подвергнуты визуальному осмотру. При воздушно-сухом хранении образцов на поверхности стержней ясно видны следы коррозии, при хранении в камере нормального твердения на поверхности металла эти следы были существенно меньше, а на стержнях образцов водного хранения коррозия вообще не обнаружена.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Илюхин В. В., Невский Н. Н., Хаун Р. А. и др. Кристаллическая структура алиниата ДАН СССР, 1977, т. 237, № 4.
2. Черкинский Ю. С., Литвинова В. А., Орлов Б. А. и др. Свойства клинкеров низкотемпературного синтеза. ДАН СССР, 1979, т. 247, № 1.
3. Свенцицкий А. С., Бун И. М., Садгудлаев Х. Х. и др. Строительно-технические свойства алинированных цементов и бетонов. — Цемент, 1980, № 11.
4. Руководство по подбору составов тяжелого бетона. М., Стройиздат, 1979.

УДК 691.327:539.32

О. П. КВИРИКАДЗЕ, канд. техн. наук
(Ин-т строительной механики и сейсмостойкости АН ГССР)

Определение начального модуля упругости бетона

В результате анализа расчетных и экспериментальных данных составлена эмпирическая формула для определения начального модуля упругости тяжелого бетона естественного твердения при сжатии и растяжении, в зависимости от марки или предела прочности бетона и его возраста. Формула имеет вид

$$E(T) = \frac{600\,000}{1 + \frac{550}{(R_t + 50) \lg T}}$$

где $E(T)$ — начальный модуль упругос-

R_t — марка или предел прочности бетона по ГОСТ, полученные при испытании образца-куба в возрасте t сут; T — возраст бетона (формулу следует применять при $T > 1$), при котором требуется определить модуль упругости $E(T)$. При $t = T = 28$ сут, $R_t = 28$ является маркой бетона.

По формуле подсчитан начальный модуль упругости в зависимости от проектной марки бетона $R_{t=28} = 100, 150, \dots, 800$ при возрасте бетона $T = 7, 28, 90, 180$ сут (см. таблицу).

T, сут	$E \times 10^{-3}$, кгс/см ² , в зависимости от R_t , кгс/см ²											
	100	150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
7	112	141	167	189	210	228	245	261	275	300	321	340
28	170	207	238	265	288	308	325	341	355	379	398	415
90	207	249	282	310	333	352	370	384	397	419	436	451
180	229	270	304	331	354	373	389	403	416	436	453	466

ти бетона при сжатии и растяжении, за который принимается отношение нормального напряжения в бетоне σ и его продольной относительной деформации ϵ при напряжении $\sigma = 0,2 R_{тп}^H$;

Значения начального модуля упругости бетона, определенные по формуле, незначительно отличаются от значений начального модуля упругости по СНиП II-21-75.

Унифицированные опалубки

Скользкая опалубка ЦНИИОМТИ (127434, Москва, Дмитровское шоссе, 9) состоит из унифицированных элементов разных типоразмеров: щитов плоских, криволинейных и угловых, тупо- и остроугольных, щитов пиластр. Щиты каркасной конструкции выполнены вместе с кружалами, установленными на фиксированном расстоянии по высоте щита. Масса щитов составляет примерно 40 кг/м².

Опалубка применяется для бетонирования стен зданий и сооружений с ячейками от 2,7 до 7,2 м. Наружные щиты могут быть собраны любой длины от 2,7 м с модулем 30 см. Домкратные рамы выполнены двух-, трех- и четырехстопными. Для изменения толщины стен от 16 до 60 см стойки можно переставлять по ригелю рамы.

Опалубку перекрытий устанавливают на телескопических стойках или подвесках с регулируемой по высоте опорной частью.

Крупнощитовая опалубка, разработанная этим же институтом, применяется как для жилищно-гражданского, так и для промышленного строительства при бетонировании крупномерных конструкций, например, массивных и протяженных стен, туннелей, фундаментов под оборудование и др.

Щиты длиной 2,1—5,7 м состоят из палубы (выполненной из металла, дерева, водостойкой фанеры), горизонтальных балок и вертикальных ферм. Для устойчивости опалубки в нижней части ферм установлены подкосы с винтовыми домкратами, благодаря чему длину подкосов можно регулировать. В верхней части щитов смонтированы объемные откосники нескольких типоразмеров, замена которых позволяет изменять высоту щита. Их наличие создает удобство при укладке бетонной смеси. На щитах закреплены также подмости для бетонирования.

Для установки опалубки торцевых стен применяются подмости, навешиваемые на забетонированные конструкции.

УДК 666.972.12

Ю. Б. ЧИРКОВ, канд. техн. наук (ЦНИИОМТП); А. С. СОСНИН, инж. (ПСМО Кишиневстрой)

Технологическая линия по водонасыщению пористых заполнителей

Минстромом Молдавской ССР совместно с ЦНИИОМТП Госстроя СССР введена в строй технологическая линия по водонасыщению пористых заполнителей для легкого бетона. Линия смонтирована на заводе товарного бетона комбината производственных предприятий производственного строительного объединения Кишиневстрой Минстроя Молдавской ССР. Предварительное водонасыщение пористого заполнителя по разработанной ЦНИИОМТП технологии улучшает качество получаемой бетонной смеси и обеспечивает возможность ее перекачивания бетононасосными установками [1].

Оборудование линии состоит из вакуум-установки, загрузочного и разгрузочного транспортеров, а также бункеров для насыщенного водой материала. Вакуум-установка (см. рисунок) —

главный агрегат линии, обеспечивает ускоренную и притом контролируемую степень насыщения пор материала водой.

Техническая характеристика вакуум-установки

Производительность, м ³ /ч	10
Полезный объем вакуум-камеры, м ³	1
Максимальное разрежение в вакуум-камере, МПа	0,09
Полезная емкость приемного бункера, м ³	1
Полезная емкость ресивера, м ³	4
Установочная мощность, кВт·А	15
Габаритные размеры (длина × ширина × высота), мм	4400 × 1730 × 4500
Масса без загрузки, кг	4114

Водонасыщение пористых заполнителей осуществляется в такой последовательности. Пористый заполнитель со склада инертных подается в бункер приемного загрузочного устройства и по ленточному транспортеру поступает

в приемный бункер вакуум-установки. Здесь материал дозируется объемно-весовым способом и загружается в вакуум-камеру, после чего она герметично закрывается. Ресивер, в котором с помощью вакуум-насоса предварительно создается необходимое разрежение, соединяется с вакуум-камерой. Заполнитель выдерживается в вакууме в течение заданного времени и затем, подерживая достигнутое разрежение, в камеру заливается расчетное количество воды из расходного бака. Далее запорным клапаном перекрывается трубопровод, соединяющий вакуум-камеру с ресивером, и одновременно последняя сообщается с атмосферой.

После завершения процесса водонасыщения материал выгружается на вибросито, где остаточная вода стекает с заполнителя в бак для отработанной воды. Отсюда она перекачивается насосом в расходный бак, который заполняется водой из магистрали для следующего цикла насыщения заполнителя. Насыщенный водой материал с вибросита разгрузочным транспортером подается в расходные бункера бетоносмесительной установки. Управление и контроль работы оборудования технологической линии водонасыщения осуществляется в автоматическом режиме одним оператором с единого пульта.

Физическая сущность процесса водонасыщения пористых заполнителей в вакуум-установке заключается в следующем. Под действием созданного в рабочей камере разрежения в порах заполнителя происходит движение воздуха, направленного в сторону меньших давлений. После создания заданного разрежения поступающая в вакуум-камеру вода проникает в поры заполнителя под действием капиллярных сил всасывания. При этом скорость миграции воды и глубина ее проникания в поры заполнителя невелики и имеют те же значения, что и при обычном замачивании материала. Процесс водонасыщения пористых заполнителей наиболее интенсивно протекает после соединения вакуум-камеры с атмосферой, так

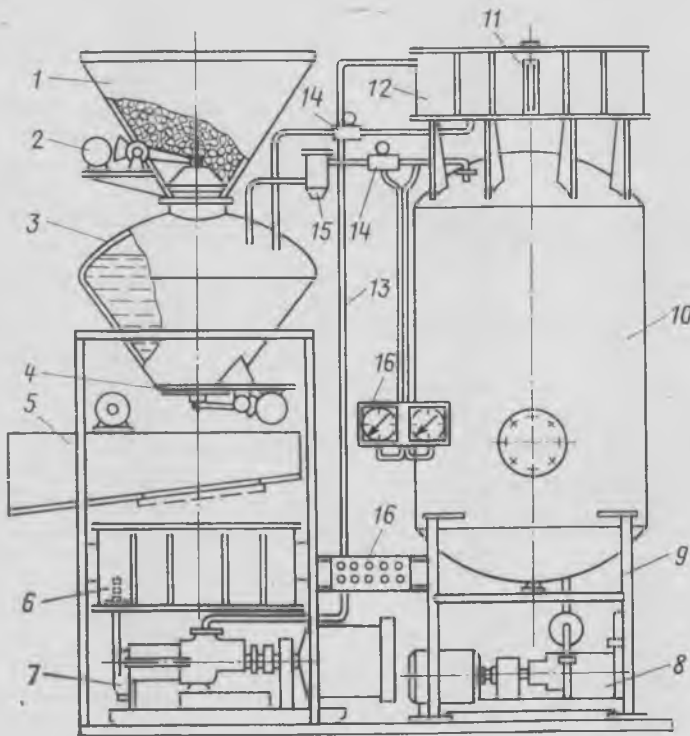


Схема вакуум-установки конструкции ЦНИИОМТП

1 — приемный бункер; 2 — загрузочный бункер; 3 — вакуум-камера; 4 — разгрузочный клапан; 5 — вибросито; 6 — бак для отработанной воды; 7 — гидронасос; 8 — вакуумный насос; 9 — опорная рама; 10 — ресивер; 11 — водомерное устройство; 12 — расходный водяной бак; 13 — соединительные трубопроводы; 14 — запорные клапаны; 15 — фильтр; 16 — система управления и контроля

как скорость миграции воды в поры материала резко возрастает за счет перепада давления на поверхности и внутри гранул заполнителя. Степень водонасыщения пористых заполнителей прямо пропорциональна величине разрежения, а продолжительность процесса насыщения — размеру и характеру пор материала. Проведенные в ЦНИИОМТП исследования показали, что в зависимости от структурных характеристик материала оптимальная продолжительность выдерживания пористых заполнителей под вакуумом и в воде находится соответственно в пределах от 10 до 90 с и от 60 до 180 с, а необходимая при этом величина разрежения от $-0,03$ до $-0,09$ МПа.

Опыт эксплуатации технологической линии показал, что ее сменная производительность составляет 80 м^3 водонасыщенного пористого заполнителя, что обеспечивает выпуск 100 м^3 легкобетонных смесей. Использование водонасыщенного заполнителя устраняет такой недостаток смеси, приготовленной на сухом заполнителе, как ухудшение ее удобоукладываемости, в процессе транспортирования и укладки за счет отсоса влаги пористым материалом, из-за чего увеличивались энергетические и трудозатраты при бетонировании монолитных конструкций. Увеличивая объемную массу пористого заполнителя, предварительное водонасыщение предотвращает всплытие крупных частиц и тем самым повышает однородность легкобетонной смеси. При этом в процессе ее приготовления продолжительность перемешивания компонентов до получения однородной массы снижается на 25—30% по сравнению с бетонной смесью, приготовляемой на сухом заполнителе. Положительным эффектом предварительного водонасыщения явилось также удаление из массы заполнителя вместе с отработанной водой загрязняющих примесей. Например, количество загрязняющих частиц, удаляемых из керамзитового гравия с открытого склада инертных комбината производственных предприятий Кишиневстроя, достигает 5% объема заполнителя.

Водонасыщение пористых заполнителей улучшило качество легкобетонных смесей и позволило применить более эффективную технологию возведения монолитных зданий и сооружений. Повышенная однородность и связность бетонной смеси на водонасыщенном заполнителе дают возможность осуществлять ее приготовление в смесителях гравитационного типа. Поэтому новая технология предусматривает приготовление и доставку на объект легкобе-

тонной смеси в автобетоносмесителях. Подача смеси к месту ее укладки ведется бетононасосом, а ее распределение в конструкции — распределительной стрелой. Трудоемкость укладки 1 м^3 керамзитобетонной смеси снизилась с 2,2 до 0,8 чел-ч. Применение автобетоносмесителей и бетононасоса исключило потери смеси при транспортировании и подаче, которые раньше составляли до 2%. Интенсивность бетонирования возросла в 1,3 раза. Повышенная однородность укладываемой бетонной смеси улучшила качество вертикальных поверхностей, что позволило на 10—15% уменьшить трудозатраты на их затирку и отделку. Кроме того, отпала необходимость поливки водой свежешелюженного бетона.

Физико-механические свойства бетона на водонасыщенном заполнителе не ухудшаются. Марочная прочность в конструкциях обеспечивается в возрасте 28 сут. Влажность керамзитобетонных стен в этот период составляет 8—9%, что на 1,5—2% выше, чем у бетонов на сухом заполнителе. Однако через два месяца в бетонах на сухом и водонасыщенном керамзитовом гравии устанавливается равновесная влажность. Усадочные деформации более равномерно развиваются в бетоне на водонасыщенном заполнителе, у которого и конечная величина усадки на 7—10% меньше, чем у бетона на сухом заполнителе.

Предварительное водонасыщение пористого заполнителя не оказывает влияние на водопоглощение легкого бетона. Керамзитобетоны объемной массой $1500\text{—}1700 \text{ кг/м}^3$ на сухом и водонасыщенном гравии имеют равную величину водопоглощения (10—12% массы), что указывает на наличие в цементном камне этих бетонов примерно равного объема капиллярных пор. Последнее обуславливает и равноценную морозостойкость легких бетонов на сухих и водонасыщенных заполнителях. Керамзитобетонные образцы марок М150 и М200 выдержали 200 циклов попеременного замораживания и оттаивания, при этом бетон на сухом заполнителе сохранил соответственно 82 и 85% марочной прочности, а на водонасыщенном 84 и 81%. Результаты испытаний образцов керамзитобетона марки М150 на водонасыщенном заполнителе подвергшихся замораживанию в возрасте 3 сут, показали, что после оттаивания и выдерживания в нормальных условиях в течение 60 сут их марочная прочность полностью обеспечивается [2]. Введение нитрита натрия в бетонную смесь на водонасыщенном керамзитовом гравии позволяет получать требуемую

марку бетона (М150—200) при температуре до -10°C .

Экономическая эффективность технологической линии по водонасыщению пористых заполнителей, получаемая за счет преимуществ новой технологии производства работ при возведении монолитных зданий из легкого бетона, составляет 3,4 р. на 1 м^3 .

Выводы

Технологическая линия по водонасыщению пористых заполнителей улучшает качественные показатели легкобетонной смеси, что обеспечивает возможность применения комплексно-механизированной технологии производства работ с использованием бетононасосов при возведении монолитных зданий, устраняет потери смеси и повышает темпы и качество бетонирования конструкций.

Предварительное водонасыщение пористых заполнителей улучшает однородность бетона в монолитных конструкциях, не снижая при этом его физико-механических свойств, а также исключает необходимость ухода за свежешелюженным бетоном путем поливки водой.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Шпрайцер В. В., Лесовик Ю. Ф., Захарченко Г. А., Широкова Л. А., Чирков Ю. Б. О применении бетононасосов в высотном строительстве. — Жилищное строительство, 1977, № 8.
2. Чирков Ю. Б., Захарченко Г. А. Водонасыщенный керамзитовый гравий. — Бетон и железобетон, 1978, № 12.

Новые книги

Карасев А. В., Большаков Н. М., Слабиков В. С. Резервы интенсификации строительного производства. — Сыктывкар, Коми кн. изд-во, 1981.

Сытник В. С., Ключин А. Б. Геодезический контроль точности возведения монолитных зданий и сооружений. — М., Стройиздат, 1981.

Щегловский В. И. Капитальное строительство в одиннадцатой пятилетке. — М., Экономика, 1981.

Васильев И. Ф. Хозрасчетные бригады в строительстве. — Кишинев, Карта молдовеняскэ, 1981.

Лащивер Ф. М. Электротермия в технологии железобетона. — Ташкент, Узбекистан, 1981.

Тевелев Ю. А., Кобахидзе Л. Ф. Сборные железобетонные конструкции специального назначения. — Тбилиси, Сабчота Сакартвело, 1981.

Рациональные параметры процесса механизированной отделки строительных конструкций

Отделочные работы являются завершающим этапом строительства и определяют качество и конечные сроки ввода объектов в эксплуатацию. Наиболее трудоемким процессом на строительной площадке является отделка бетонных поверхностей строительных конструкций, где трудозатраты составляют в среднем 0,85 чел.-дн на 1 м² жилой площади в крупноблочном и 0,66 чел.-дн в крупнопанельном строительстве. В этой связи важное значение приобретает задача повышения степени технологической завершенности строительных конструкций, в частности, путем механизированной отделки бетонных поверхностей после термовлажностной обработки.

Применяемые для этой цели технические средства отличаются неоправданным разнообразием конструкций и параметров и, как правило, не обеспечивают требуемого качества отделки. Это объясняется отсутствием научно обоснованных методов назначения технологических параметров процесса отделки с учетом особенностей бетонной поверхности и других факторов.

Исследования показали, что структура бетонных поверхностей имеет существенные отличия. Стало очевидным, что при назначении параметров процесса отделки необходимо учитывать не только свойства раствора и конструктивные особенности рабочего органа механизма, но и форму, размеры дефектов бетонной поверхности и степень заполнения их раствором.

Исследования позволили установить, что на качество отделки поверхностей наибольшее влияние оказывают консистенция отделочного раствора, давление на обрабатываемую поверхность, усредненный размер раковин, интенсивность взаимодействия элементов отделочного агрегата с поверхностью конструкций, которая характеризуется скоростями движения рабочего органа и самого отделочного агрегата.

Анализ внедренных в производство и предлагаемых технических средств для механизированной отделки строительных конструкций (табл. 1), показал, что механизмы с рабочим органом в

виде диска или лопастного колеса имеют показатель заполнения раковин не выше 40%, что явно недостаточно для обеспечения хорошего качества отделки. Механизмы с комбинированным рабочим органом, состоящим из системы разрезных и сплошных шпателей, совершающих движения поступательные вдоль обрабатываемой поверхности и поперек поверхности, также не удовлетворяют требованиям к качеству и имеют показатель заполнения раковин не более 50%. Системный подход к оценке эффективности позволил определить основные направления совершенствования конструкций отделочных механизмов и определения рациональных значений технологических параметров.

На основании полученных результатов было предложено принципиально новое конструктивно-компоновочное решение отделочного агрегата, кинематика и принципы действия которого наиболее полно учитывают влияние основных технологических параметров на качество отделки бетонной поверхности.

С допустимой степенью формализации задачи комплекс процессов, протекающих при отделке бетонной поверхности, может быть представлен математической моделью в виде уравнения многофакторной регрессии

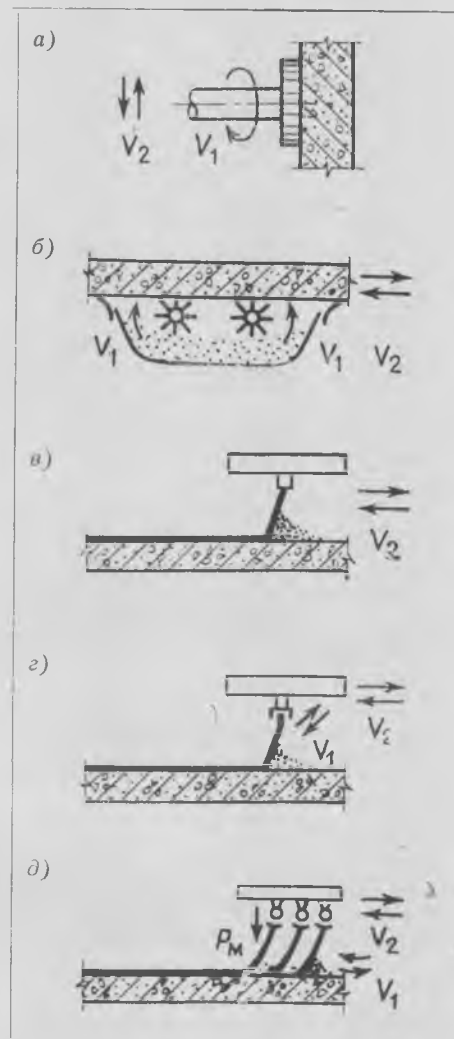
$$\Pi_3 = aL + bK_p + cV_M - dV_a - eP_M + n, \quad (1)$$

где Π_3 — степень заполнения раковин отделочным составом; L — усредненный размер раковин; K_p — консистенция отделочного состава; V_M — скорость рабочего органа; V_a — скорость отделочного агрегата; P_M — давление рабочего органа; a, b, c, d, e, n — коэффициенты регрессии.

Величины параметров P_M, V_a, V_M, K_p и L рассматривались как факторы, оказывающие различное влияние на степень заполнения раковин отделочным раствором.

Адекватность модели действительному

Таблица 1



Схемы рабочего органа отделочного механизма (к табл. 1)

Положение бетонной поверхности при отделке	Схема рабочего органа отделочного механизма	Технологические параметры	Степень заполнения раковин, %
Вертикальное, отделка сверху	Дисковая головка	V_1 V_2	20—40
Горизонтальное, отделка снизу	Лопастное колесо	V_1 V_2	30—40
Горизонтальное, отделка сверху	Сплошной шпатель (неприводной)	V_2	20—30
Горизонтальное, отделка сверху	Затирочная рейка (приводная)	V_1 V_2	40—50
Горизонтальное, отделка сверху	Система коротких шпателей (приводных)	V_1 V_2 P_M	60—70

Условные обозначения: V_1 — скорость рабочего органа; V_2 — скорость отделочной машины; P_M — давление рабочего органа.

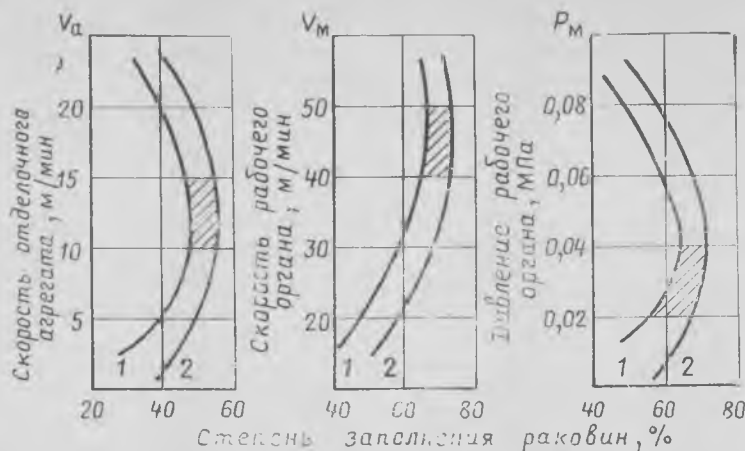


Рис. 1. Зависимость степени заполнения раковин бетонной поверхности от технологических параметров
1, 2 — заполнение раковин соответственно цилиндрической и сферической формы (заштрихована область оптимальных параметров)

комплексному процессу механизированной отделки подтвердил анализ результатов ее проверки по материалам экспериментальных исследований. Расчеты проводились по стандартной методике многофакторного регрессивного анализа по специальным программам обработки статистических данных на ЭВМ. Были получены следующие аналитические зависимости между критерием качества отделки и технологическими параметрами:

степень заполнения раковин цилиндрической формы

$$P_3 = 1,13 L + 2,4 K_p + 0,2 V_m - 0,26 V_a - 5,8 P_m + 36,1 \quad (2)$$

степень заполнения раковин сферической формы

$$P_3 = 1,36 L + 0,89 K_p + 0,19 V_m - 0,11 V_a - 3,14 P_m + 40,9. \quad (3)$$

Кроме расчетов по уравнениям (2) и (3), были построены частные зависимости $P_3 = f(V_a)$; $P_3 = f(V_m)$ и $P_3 = f(P_m)$ (рис. 1).

Степень заполнения раковин цилиндрической и сферической формы при одинаковых значениях технологических параметров различна, причем заполнение раковин сферической формы выше, чем цилиндрической. Это обусловлено тем, что такие раковины имеют большие размеры и легче заполняются отделочным раствором. Скорость рабочего органа оказывает более существенное влияние на заполнение раковин по сравнению со скоростью отделочного агрегата. Этот вывод хорошо согласуется с известным положением, согласно которому интенсивные механически воздействия приводят отделочный раст-

вор в состояние вязкой жидкости, что способствует повышению степени заполнения раковин.

Увеличение P_m более 0,04 МПа приводит к снижению степени заполнения раковин, так как при избыточном давлении рабочего органа отделочный раствор смещается от одной кромки раковины к другой по направлению движения отделочного агрегата.

На основании результатов экспериментов и полученных на их основе зависимостей были установлены рациональные значения технологических параметров механизированной отделки бетонных поверхностей строительных конструкций (табл. 2).

Таблица 2

Структура бетонной поверхности	Технологические параметры			
	P_m , МПа	V_a , м/мин	V_m , м/мин	K_p , см
Преобладание раковин цилиндрической формы	0,04	15	50	12
Преобладание раковин сферической формы	0,02	10	40	9

Для проверки полученных результатов была разработана автоматизированная установка (рис. 2). Ее промышленная эксплуатация на заводах сборного железобетона Белорусской ССР подтвердила правильность предложенных компоновочных решений и конструктивно-технологического исполнения основных агрегатов и механизмов, соответствие требованиям процесса механизированной отделки бетонных поверхностей. Сравнительные данные трудоемкости отделки бетонных поверхностей приведены в табл. 3.

Таблица 3

Наименование операций	Затраты труда на 1 м ² , чел-ч		
	в условиях площадки	в заводских условиях	
		на существующих установках	на предложенной установке
Отделка потолочной поверхности	0,24—0,36	0,38—0,1	0,02—0,05
Отделка стеновых поверхностей	0,24—0,36	0,2—0,25	0,09—0,12

Выводы

Промышленная эксплуатация на заводах сборного железобетона Белорусской ССР автоматизированных установок со скоростью перемещения 10—15 м/мин; скоростью перемещения и давления рабочего органа соответственно 40—50 м/мин и 0,02—0,04 МПа доказала их эффективность

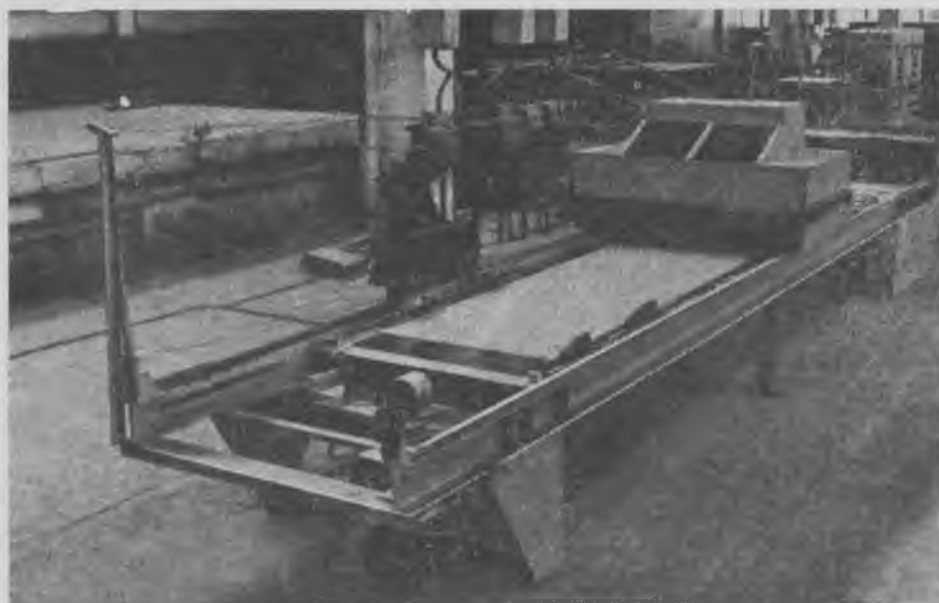


Рис. 2. Автоматизированная установка для отделки строительных конструкций

Опыт работы предприятий Главжелезобетона в новых условиях планирования

Необходимость постоянного повышения эффективности производства и роста производительности труда требует совершенствования планового руководства экономикой, поисков показателей, более объективно характеризующих и стимулирующих рост производства.

Постановление ЦК КПСС и Совета Министров СССР от 12 июля 1979 г. «Об улучшении планирования и усилении воздействия хозяйственного механизма на повышение эффективности производства и качества работы» направлено на перестройку системы экономических показателей. В постановлении предусматривается переход в одиннадцатой пятилетке к планированию объемов производства и производительности труда в промышленности по нормативной чистой продукции или другому показателю, более точно отражающему изменения в затратах труда.

В действующей до настоящего времени системе экономических показателей планирования объемов производства и производительности труда основную роль играют такие стоимостные показатели, как валовая и товарная продукция. Измерение на основе этих показателей объемов производства сборного железобетона в значительной степени подвержено влиянию изменения удельного веса затрат прошлого труда, которые составляют 50—60% себестоимости продукции. Одним из новых показателей, призванных наиболее правильно отражать динамику роста производства и производительности труда, является нормативная чистая продукция.

При исчислении объемов производства

и выработки на одного работающего данный показатель исключает влияние материалоемкости продукции, повышение доли которой при оценке по показателям валовой и товарной продукции создает видимость улучшения работы предприятий, искажая реальный уровень его деятельности. Кроме того, нельзя считать труд работающего более производительным только потому, что он использовал более дорогие материалы или если изготавливаемая им продукция вследствие уровня действующих оптовых цен оказалась высокоприбыльной.

В настоящее время более тысячи предприятий промышленности для планирования объемов производства и производительности труда используют показатель нормативной чистой продукции. Заводы Главжелезобетона Минстройматериалов СССР также перешли на планирование объемов производства по показателю нормативной чистой продукции.

Сборные железобетонные изделия выпускаются на 19 предприятиях Главжелезобетона, из них 11 заводов изготавливают шпалы для железнодорожных и трамвайных путей, 4 производят напорные трубы, а остальные имеют смешанное производство (шпалы, трубы напорные и безнапорные, опоры, нерудные материалы и прочую продукцию). Общая численность промышленно-производственного персонала предприятий Главжелезобетона составляет 11 535 чел., объем товарной продукции составил в 1980 г. 135 024 тыс. р.

В основу методики формирования нор-

мативов чистой продукции положен ряд принципов, отражающих специфику отрасли. Для Главжелезобетона разрабатывались и утвердились единые нормативы на одноименную продукцию, которые действуют на всех предприятиях, входящих в состав Главка, независимо от различий в организационном и техническом уровне производства. Нормативы формировали на основе средних трудовых затрат и усредненной прибыли, рассчитываемой исходя из нормативной рентабельности, определенной не ко всей себестоимости, а только к себестоимости за вычетом прямых материальных затрат.

По основным видам продукции был разработан 51 норматив чистой продукции (НЧП), кроме того были определены нормативные коэффициенты по капитальному ремонту и прочей продукции конкретно для каждого завода.

Удельный вес нормативной чистой продукции в сопоставимых ценах составляет в среднем по Главжелезобетону 31%. Этот показатель играет важную роль при анализе выполнения плана или темпов роста нормативной чистой продукции по сравнению с данными по товарной продукции в сопоставимых ценах. Дело в том, что на большинстве предприятий по производству железобетонных конструкций, как правило, имеется номенклатурный сдвиг в составе продукции по сравнению с планом или предыдущим периодом. В результате расходятся данные о выполнении плана или темпах роста нормативной чистой и товарной продукции. Опыт практического применения показателя нормативной чистой продукции на предприятиях Главжелезобетона в течение года свидетельствует о том, что основные экономические результаты предприятий по нормативной чистой продукции несколько лучше, чем при применении товарной продукции. Рост объемов продукции и производительности труда за 1979 и 1980 гг. показан в табл. 1 (отчетные данные).

Из таблицы видно, что выполнение плана и темпы роста объемов производства, исчисленные по НЧП, на 0,3% вы-

Таблица 1

Показатели, единицы измерения	Рост объемов по годам		Темпы роста 1980 г. к 1979 г., %
	1979	1980	
Нормативная чистая продукция, тыс. р.	40 793	41 203	101
Товарная продукция в ценах на 1/1 1975, тыс. р.	134 100	135 024	100,7
Объем продукции, тыс. м ³	1173,2	1183,3	100,9
Среднесписочная численность ППП (промышленно-производственного персонала), чел.	11 345	11 535	101,7
Число отработанных чел.-ч ППП, тыс. чел.-ч	20 490,6	20 675	100,9
Выработка на 1 работающего, р.:			
по нормативной чистой продукции	3596	3572	99,3
по товарной продукции	11 820	11 705	99

ше, чем по товарной продукции. Динамика объемов производства по товарной и нормативной чистой продукции на Вишневском, Даугавпилеском, Запорожском, Кавказском заводах оказалась сравнительно близкой, хотя выявились и определенные отклонения. Несовпадение наблюдалось при резком отклонении и выполнении плановых заданий по номенклатуре продукции, а также при сдвигах в структуре производства по трудоемкости и рентабельности.

Практика применения свидетельствует о том, что показатель нормативной чистой продукции позволяет более строго оценить результаты работы предприятий по соблюдению плановой номенклатуры производства. Выполнение плана по номенклатуре на предприятиях Главжелезобетона, переведенных на данный показатель, несколько повысилось. В среднем по группе предприятий в 1979 г. он составил 89,6%, а в 1980 г. — 93,5%.

Показатель нормативной чистой продукции повышает заинтересованность предприятий в снижении трудоемкости. Нормативы чистой продукции стабильны в течение нескольких лет, и если фактическая трудоемкость ниже учтенной в нормативе, то от этого выигрывает предприятие. На предприятиях Главжелезобетона, деятельность которых оценивается по нормативной чистой продукции, интенсивнее идет процесс снижения трудоемкости изделий.

Динамика трудоемкости важнейших изделий по Главжелезобетону приведена в табл. 2.

Таблица 2

Виды изделий	Трудоемкость норм-ч на 1 м ³ по годам		
	1978	1979	1980
Трубы напорные	14,7	14,4	14
Трубы безнапорные	5,8	5	4,5
Опоры	13,4	12,6	12
Шпалы	7	6,5	6,3
Нерудные материалы	0,31	0,3	0,27

Ускорение темпов снижения трудоемкости очевидно, но трудно выделить именно влияние НЧП. Можно с уверенностью утверждать, что применение показателя нормативной чистой продукции не сказывается отрицательно на снижении трудоемкости.

Поскольку на норматив чистой продукции не влияет стоимость потребляемых материалов, его применение должно положительно сказаться на динамике материалоемкости продукции. Так, в 1980 г. прямые материальные затраты

по главку снизились на 2,7%, или на 1004 тыс. р. по сравнению с 1979 г. По Запорожскому заводу спецжелезобетона снижение прямых материальных затрат в 1980 г. по напорным трубам составило 0,4%, или 2,9 тыс. р. по сравнению с 1979 г.; по опорам соответственно 1,2%, или 10 тыс. р. По Челябинскому и Старокопостантинском заводам железобетонных шпал снижение прямых материальных затрат составило 2,3%, или 49,2 тыс. р., и 2,5% или 24 тыс. р. соответственно.

Следовательно, применение НЧП способствует снижению материалоемкости конкретных изделий тем, что устраняет заинтересованность в ее росте. Снижение материалоемкости отдельных изделий в результате улучшения использования сырья, материалов, топлива на объеме и динамике НЧП не отражается, оно отражается на себестоимости продукции, прибыли и рентабельности. Таким образом, применение показателя НЧП оказывает положительное влияние на снижение материалоемкости всей продукции, так как создает заинтересованность в увеличении выпуска относительно нематериалоемких изделий, росте их удельного веса в общем объеме производства.

Таким образом, применение показателя нормативной чистой продукции обеспечивает объективную оценку и сопоставимость результатов деятельности предприятий; существенно ограничивает выполнение плана за счет выпуска дорогостоящих и материалоемких изделий, полностью отражает сдвиги в структуре продукции с учетом трудоемкости; улучшает планирование фонда заработной платы на всех уровнях управления, способствуя прямой взаимосвязи фонда оплаты с трудоемкостью производства; обеспечивает более объективный контроль за расходом фонда заработной платы по мере выполнения плана.

В 1980 г. предприятия Главжелезобетона плановое задание по выпуску продукции в оценке по нормативной чистой продукции выполнили в большей мере, чем по товарной продукции. Это объясняется сравнительным увеличением объема более трудоемкой продукции. В результате предприятия получили право на расход фонда заработной платы на 4,5% больше при корректировке его на процент выполнения плана по нормативной чистой продукции, чем при корректировке его величины на процент выполнения плана по товарной продукции.

В условиях применения показателя НЧП относительная экономия фонда заработной платы по предприятиям Главжелезобетона составляет 761,1 тыс. р., что позволяет положительно оценить использование средств по заработной плате. Если же произвести условный расчет по товарной продукции, то экономия составит лишь 366 тыс. р. Абсолютная экономия фонда заработной платы по Главжелезобетону составляла 1766,4 тыс. р., следовательно, никакого увеличения расходования средств на оплату труда в связи с применением показателя нормативной чистой продукции не было.

Таким образом, применение показателя НЧП дает несомненные преимущества в планировании и оценке использования фонда заработной платы. Некоторое увеличение выплат средств на оплату труда объясняется тем, что перевыполнение плана по чистой продукции сопровождалось увеличением общей трудоемкости производственной программы.

Следует иметь в виду, что, несмотря на более высокий процент выполнения плана по чистой продукции (по сравнению с валовой), дающей предприятиям право на увеличение фонда заработной платы, затраты заработной платы на 1 р. объема нормативной чистой продукции имеют тенденцию к снижению.

Необходимо совершенствовать практику применения показателя нормативной чистой продукции в тех направлениях, которые определены указанным постановлением ЦК КПСС и Совета Министров СССР. Вместе с тем нельзя полагать, что введение этого показателя само по себе предопределяет высокие результаты работы предприятий.

Повысить эффективность производства в условиях использования нормативной чистой продукции можно только на основе роста производительности труда и экономного расходования материальных ценностей путем внедрения новой техники, совершенствования технологии и организации производства, укрепления трудовой и производственной дисциплины, организации социалистического соревнования. С помощью показателя нормативной чистой продукции возможен более объективный подход к составлению планов и оценке деятельности производственных коллективов. Это создает благоприятные условия для рационального хозяйствования, что в свою очередь является предпосылкой эффективного производства.

В. В. УСТИМЕНКО, канд. экон. наук (НИИЭС)

Нормирование капитальных вложений в производство железобетона

Вопросы нормирования и эффективно-го использования капитальных вложений приобретают большую актуальность в условиях интенсивного развития народного хозяйства. НИИЭС Госстроя СССР, Гипростроммаш Минстройдормаша, Индустройпроект Минотройматериалов СССР разработали нормативы удельных капитальных вложений в производство сборного железобетона на 1981—1985 гг., которые утверждены Госстроем СССР и введены в действие с 1 января 1981 г.

Удельными капитальными вложениями в производство сборного железобетона являются затраты на создание основных фондов производственного назначения, рассчитанные на единицу мощности. Нормативы удельных капитальных вложений были разработаны для повышения научного уровня обоснования расчетов при планировании объемов капитальных вложений, при создании технико-экономических обоснований целесообразности нового строительства, расширения, реконструкции или технического перевооружения действующих предприятий, при выполнении предпроектных и предплановых работ.

Для расчетов по отрасли в целом используются укрупненные нормативы удельных капитальных вложений в производство 1 м³ сборного железобетона¹ (см. таблицу 1).

Таблица 1

Заводы сборных железобетонных конструкций	Укрупненный норматив	
	р. в целом	строительно-монтажные работы оборудование
В среднем по отрасли	74	45/23
Строительство новых	94	46/27
Расширение и реконструкция действующих	52	27/18
Техническое перевооружение	25	7/16

Нормативы удельных капитальных вложений разработаны по прогрессивным проектам с учетом фактических показателей и специальным проектным проработкам. В нормативах для каждо-

го завода сборного железобетона предусмотрены производственный корпус, автоматизированный бетоносмесительный цех, склады цемента, металла, готовой продукции, вспомогательные и административно-бытовые объекты, заводская лаборатория.

На величину удельных капитальных вложений влияет ряд факторов, наиболее существенным из них является концентрация производства. С увеличением мощности заводов сборного железобетона нормативы удельных капитальных

вложений на большее - расстояние транспортные расходы перекрывают экономию, достигнутую за счет концентрации производства.

Ниже приведена величина нормативов удельных капитальных вложений, необходимая для увеличения после расширения и реконструкции исходной мощности на 50% (табл. 3).

Таким образом, для того чтобы осуществить на 50% прирост завода исходной мощностью 50 тыс. м³ изделий для промышленного строительства на единицу вновь создаваемой мощности требуется 58,5 р. При аналогичном новом строительстве норматив удельных капитальных вложений будет 110 р., т. е. почти вдвое выше.

Еще более эффективным является создание мощностей сборного железобетона путем технического перевооружения действующих заводов. Затраты на единицу

Таблица 2

Мощность заводов КПД, тыс. м ² общей площади	50	80	115	140	200	335
Норматив, р.	113	91	73	66	61	54
Мощность заводов для промышленного строительства, тыс. м ³	25	50	80	100	150	200
Норматив, р.	110	89	79	75	69	66
Мощность заводов для сельского строительства, тыс. м ³	50		70	100		
Норматив, р.	82		69	65		
Мощность заводов для водохозяйственного строительства, тыс. м ³	40		80	100		
Норматив, р.	105		87	78		

Таблица 3

Завод КПД мощностью общей площади, тыс. м ²	50	80	115	140	200
Норматив, р.	40,3	37,8	37,2	35,6	35,4
Завод сборного железобетона для промышленного строительства мощностью, тыс. м ³	40	50	80	100	150
Норматив, р.	60	58,5	57,8	53,8	51,8
Завод сборного железобетона для сельского строительства мощностью, тыс. м ³	50	100	150		
Норматив, р.	47,8	46,8	45,8		

вложений уменьшаются, что видно из следующих данных (табл. 2).

Таким образом, особенно капиталоемкими являются предприятия малой мощности, поэтому их укрупнение особенно эффективно. Например, увеличение мощности заводов для промышленного строительства с 50 до 100 тыс. м³ дает экономию удельных капитальных вложений в размере 14 р., а увеличение мощности со 100 до 200 тыс. м³ экономит 9 р. При выборе уровня концентрации производства сборного железобетона необходимо составление долгосрочного прогноза потребности данного региона в конструкциях. Как правило, они должны потребляться в крупном экономическом районе и в соседних, но при этом максимальный радиус перевозки не должен превышать 800 км. При перевозке сборных железобетонных конст-

струкций на большее - расстояние транспортные расходы перекрывают экономию, достигнутую за счет концентрации производства.

Таблица 4

Завод сборного железобетона мощностью, тыс. м ³	50	100	150
Норматив на прирост 20% мощности, р.	20,3	22,9	25,8

Прирост на 20—30% мощности предприятия 100—150 тыс. м³ составит 22,9—25,8 р. на единицу вновь создаваемой мощности. При новом строительстве аналогичный показатель составит 110 р.

На величину капитальных вложений при строительстве заводов сборного железобетона оказывает влияние размещение предприятий. Еще большую актуальность приобретает этот вопрос в связи с размещением строительства в се-

верных и восточных районах страны. Нормативы удельных капитальных вложений рассчитаны для условий первого территориального пояса стоимости строительно-монтажных работ, второго климатического района, первой зоны стоимости оборудования, сейсмичности не более 6 баллов. Для остальных поясов и районов показатели корректируются поправочными коэффициентами. Например, при строительстве завода в Тюменской области удельные капитальные вложения на строительно-монтажные работы корректируются коэффициентами 1,19 или 2,89 в зависимости от размещения южнее или севернее 60 параллели, а удельные капитальные вложения на оборудование — соответственно коэффициентами 1,03 или 1,1. Таким образом, удельные капитальные вложения в завод сборного железобетона для промышленного строительства, равные 75 р. на 1 м³ изделий при размещении его в Тюменской области возрастут до 80 р. или 139 р. в зависимости от того, южнее или севернее 60 параллели будет построено предприятие.

При разработке нормативов удельных капитальных вложений принято улучшенное соотношение затрат по сравнению с прежними нормативами на строительно-монтажные работы и оборудование. Совершенствование проектных решений и разработка нового, производственного оборудования позволили увеличить удельный вес активной части капитальных вложений, т. е. машин, механизмов, оборудования. Для вновь сооружаемых заводов сборного железобетона удельные капитальные вложения на оборудование составляют примерно 75% затрат на строительно-монтажные работы. При создании мощностей путем реконструкции и расширения капитальные вложения на единицу прироста мощности делятся примерно поровну на оборудование и строительно-монтажные работы. Техническое перевооружение заводов сборных железобетонных конструкций ведет к тому, что основная масса средств вкладывается в активную часть капитальных вложений, т. е. в оборудование. Удельные капитальные вложения на оборудование при техническом перевооружении предприятий в 2,5—3 раза превышают соответствующие показатели на строительно-монтажные работы.

Расчеты показывают, что техническое перевооружение предприятий является наиболее эффективным путем наращивания мощностей производства сборного железобетона. Эффективны также реконструкция и расширение предприятий. Строительство новых заводов сборного железобетона следует осуществлять только в районах, не имеющих баз строительной индустрии.

Использование промышленных отходов

УДК 666.972.16

К. Д. НЕКРАСОВ, д-р техн. наук, проф.;
В. Н. ЯРМАКОВСКИЙ, канд. техн. наук; В. В. РЕМНЕВ, инж. (НИИЖБ)

Химический активатор твердения из отработанных травильных растворов

Использование химических активаторов твердения бетонов позволяет снизить энергозатраты на их тепловлажностную обработку, сократить расход цемента. Наиболее дешевы активаторы твердения, получаемые из промышленных отходов.

В НИИЖБе исследовали возможность применения в бетонах отхода нейтрализации известью отработанных сернокислых травильных растворов, который состоит в основном из гипса (60—70%) и окислов железа (30—40%).

Известно, что активность шлакопортландцемента повышается при введении определенного количества природного гипса. Это объясняется сульфатной активацией шлаковой составляющей цемента*, в то же время гипс имеет меньшую плотность.

Это позволяет предположить, что при замене части шлакопортландцемента добавкой ВШ (отход от нейтрализации известью отработанных сернокислых растворов Запорожского метизного завода), можно получить сульфатно-шлаковое вяжущее, обладающее меньшей плотностью и коэффициентом теплопроводности. При этом активность шлакопортландцемента и полученного вяжущего может быть одинакова.

В качестве исходных материалов для цементного камня применяли Липецкий шлакопортландцемент марки М 300, Вольский песок, минеральную добавку ВШ в количестве 5, 10 и 15%

* Сатарин В. И., Сыркин Я. М., Френкель М. Б. Быстротвердеющий шлакопортландцемент. М., Стройиздат, 1970.

массы цемента. При этом изготовили растворные образцы-балочки размером 4×4×16 см при Ц:П=1:3 и В/Ц=0,4. После предварительного выдерживания в течение 4 ч образцы пропаривали по режиму 3+8+2 ч при температуре изотермического прогрева 95°C. Через 28 сут провели испытания по ГОСТ 310—76 для определения прочности на изгиб и сжатие.

Коэффициент теплопроводности цементного камня с добавкой ВШ $\lambda_{ц.к}$ устанавливали на образцах-дисках диаметром 70 мм, толщиной 18 мм с помощью прибора, разработанного в ЦНИЛ Главлипецкстроя. Действие прибора, оснащенного малогабаритными термостатированными плитами, основано на методе стационарного теплового потока. Образцы испытывали при исходной влажности после пропаривания и в высушенном до постоянной массы состоянии (табл. 1).

При замене части шлакопортландцемента добавкой ВШ (10% массы цемента) $R_{сж}$ осталась практически постоянной, а $R_{из}$ увеличилась на 27%. При этом $\lambda_{ц.к}$ и приращение его на 1% влажности $\Delta\lambda_{ц.к}$ снизились соответственно на 15 и 9%, плотность цементного камня $\gamma_{ц.к}$ в сухом состоянии — на 9%. Характерно, что даже несмотря на относительное увеличение (на 23%) влажности после пропаривания цементного камня при введении добавки, λ оказался ниже на 10%.

На следующем этапе изучили прочностные и теплофизические свойства бетона, приготовленного на полученной

Таблица 1

Содержание добавки, %	$R_{из}$, МПа	$R_{сж}$, МПа	$\gamma_{ц.к}$, кг/м ³	W, %	$\lambda_{ц.к}$, Вт/(м·К)	$\Delta\lambda_{ц.к}$, Вт/(м·К)
—	5,6	29,7	2165/1952*	10,9	0,541/0,453*	0,0081
5	6,9	28	2103/1871	12,4	0,525/0,426	0,008
10	7,15	29,6	2021/1785	13,2	0,485/0,385	0,0074
15	6,43	26,7	2085/1711	15,1	0,411/0,344	0,0071

Примечания: * Перед чертой — при влажности после пропаривания, после черты — для высушенных до постоянной массы образцов. $R_{из}$, $R_{сж}$ — для цементного камня, изготовленного на цементах и Вольском песке, остальные данные — для цементного камня на шлакопортландцементе.

Таблица 2

№ состава бетона	Расход составляющих на 1 м ³ бетона										R _{сж} ²⁸ , МПа	
	ШПЦ, кг	ВШ, кг	Шлакопемзовый заполнитель, л, фракции, мм			СДО, кг	Вода, л	γ _{б.с.} ¹ , кг/м ³	γ _{б.с.} ² , кг/м ³	γ _{б.} ³ , кг/м ³		λ _{б.} ³ , Вт/(м·К)
			0—5	5—10	10—20							
1	256	—	472	280	662	50	238	1610	1682	1527	0,32	6,2
2	253	25	476	277	670	50	245	1574	1613	1464	0,3	9,3

Примечания: 1. Ж=30...40 с. 2. γ_{б.с.}¹, γ_{б.с.}² — плотность бетонной смеси после приготовления и через 30 мин выдерживания. 3. γ_{б.}³, λ_{б.}³ — плотность и коэффициент теплопроводности шлакопемзобетона в сухом состоянии.

разновидности сульфатно-шлакового вяжущего. Одновременно с основной задачей исследовали влияние этой добавки на воздухоудерживающую способность поризованной бетонной смеси. При этом предполагали, что применяемая в данном случае тонкодисперсная добавка ВШ, имеющая высокую удельную поверхность (20000 см²/г), может выполнять функцию стабилизатора вовлеченного воздуха: мельчайшие твердые частицы добавки, обволакивая пузырьки воздуха, должны способствовать повышению эффекта воздухоудерживания в поризуемой бетонной смеси.

Для изготовления шлакопемзобетона марки М50 использовали следующие материалы: Липецкий шлакопортландцемент марки М300 (активность 28 МПа), шлаковую пемзу Череповецкого металлургического завода фракций 5—10 и 10—20 мм. насыпной плотностью 750 и 720 кг/м³ и прочностью в цилиндре 1,29 и 1,19 МПа, воздухововлекающую добавку СДО (0,2% массы цемента), ВШ (10% массы цемента).

После выдерживания в течение 4 ч образцы пропаривали по тому же режиму, что и растворные образцы. Плотность и прочность шлакопемзобетона определяли на образцах — кубах с ребром 15 см, а коэффициент теплопроводности — на пластинках размером 25×25×5 см. Фактические составы шлакопемзобетона и результаты испытаний образцов приведены в табл. 2. Анализом установлено, что в результате замены части шлакопортландцемента исследуемой добавкой R_{сж} шлакопемзобетона повысилась более чем на марку. При этом γ и λ_{ц.к} оказались несколько ниже, чем в бетоне без ВШ.

Сравнение данных по Δγ = γ_{б.с.}¹ — γ_{б.с.}² для обоих составов (см. табл. 2) подтвердило гипотезу о положительном влиянии добавки на воздухоудерживание в поризуемой бетонной смеси — увеличение плотности свежееуложенной бетонной смеси γ_{б.с.}, умеренно поризованной СДО (V_в = 8%) и выдерживаемой в течение 30 мин.

Влияние добавки на защитные свой-

ства бетона по отношению к арматуре исследовали по ускоренной методике, разработанной НИИЖБ, на образцах 7×7×14 см, приготовленных из бетона различных составов (см. табл. 2). Анализ анодных поляризационных кривых и визуальный осмотр арматурных стержней показали отсутствие коррозионных поражений стали в шлакопемзобетоне. Таким образом установлена возможность применения отхода от нейтрализации известью отработанных травильных растворов в качестве химического активатора в бетоне на шлакопортландцементе. Из шлакопемзобетона на шлакопортландцементе с добавкой ВШ на Енакиевском комбинате КБД «Донецкжилстроя» изготовлены наружные стеновые блоки для жилых зданий. Экономический эффект составил около 2 р. на 1 м³ бетона.

Выводы

Замена части шлакопортландцемента (оптимально 10% по массе) химическим активатором ВШ, не уменьшая активность вяжущего, снижает коэффициент теплопроводности цементного камня.

Применение ВШ в конструкционно-теплоизоляционном шлакопемзобетоне дает возможность сократить расход шлакопортландцемента на 10%, снизить коэффициент теплопроводности на 7% при условном сохранении марочной прочности бетона, а также лучшим образом использовать эффект воздухововлечения в бетонной смеси.

Результаты проведенных исследований, опытного внедрения и технико-экономические данные показывают целесообразность использования химического активатора в бетонах на шлакопортландцементе.

УДК 624.012.45:691.33

Л. И. СТОРОЖЕНКО, Б. Н. ШЕВЧЕНКО, кандидаты техн. наук
(Криворожский горнорудный ин-т)

Преднапряженные конструкции из бетона на отходах горнорудной промышленности

На Новокриворожском и Северном горнообогатительных комбинатах (ГОК) функционируют установки, классифицирующие отходы. Они представляют собой искусственный кварцево-железистый песок крупностью 0,14—0,63 и 0,65—5 мм с M_{кр} = 1,7..., 3,3, γ = 1500...1600 кг/м³, пустотностью 43—49% и суммарным содержанием пылевидных и глинистых частиц 1,8—3%.

В настоящее время исследованы физико-механические свойства обогащенных отходов, выявлено влияние их качества на свойства бетонной смеси и затвердевшего бетона, в том числе и при тепловлажностной обработке [1, 2], установлено, что применение отходов в качестве мелкого заполнителя позволяет экономить 50—100 кг цемента на 1 м³ бетона.

Для широкого внедрения в производство конструкций из бетона на отходах возникла необходимость изучения конструктивных свойств высокопрочного бетона, а также преднапряженных изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов. Для проведения эксперимента использовали бетон марки М 400 на кварцевом песке и бетон такого же состава на отходах. Это дало возможность сопоставить свойства бетонов в зависимости от вида мелкого заполнителя. Исследуемые бетоны имели следующий состав: цемент 580, щебень 1290, песок 515, ССБ 5,8 кг при В/Ц = 0,32. Во втором составе вместо песка вводили 515 кг отходов.

В результате установлено, что бетон естественного твердения на отходах более интенсивно набирает прочность, и

в возрасте 28 сут $R_{пр}$ в среднем на 23 % выше, чем у бетона на кварцевом песке. Это объясняется большей прочностью и удельной поверхностью мелкого заполнителя из отходов, а также повышенным содержанием железа и его окислов. Прочность бетона на отходах, начиная с 28-суточного возраста, практически не изменялась. Его пластические деформации оказались примерно вдвое, а предельные деформации на 30% меньше, чем у бетона на кварцевом песке. Разрушение кубов и призм носило хрупкий характер. Бетон на отходах обладал большим сопротивлением растяжению (в среднем на 30%) и на 15—20% лучшим сцеплением с арматурой. При напряжениях, не превышающих $0,7 R_{пр}$, зависимость σ — ϵ , в отличие от бетона на кварцевом песке, имела практически линейный характер, что указывает на повышенные упругие свойства.

Начальный модуль упругости бетона на отходах в возрасте 28 сут в среднем на 16% выше, чем у бетона на кварцевом песке, и практически не изменяется с течением времени. Теоретические значения начального модуля упругости целесообразно вычислять по формулам СНиП с учетом коэффициента $C=1,16$, полученного опытным путем. Коэффициент поперечной деформации для бетонов на отходах ГОК составляет 0,25.

На основании проведенных длительных исследований установлено, что усадка бетона на отходах и на кварцевом песке практически одинакова (в возрасте 480 сут — $28 \cdot 10^{-5}$). Ползучесть бетона на отходах в среднем на 16% меньше, чем на кварцевом песке. В возрасте 360 сут ее значения при интенсивности загрузки 0,5 и 0,6 $R_{пр}$ были равны соответственно 1,49 и 2,02.

В связи с тем, что прочностные и деформативные характеристики бетона на отходах существенно отличаются от традиционных, исследовали изгибаемые и сжатые железобетонные элементы при кратковременном и длительном действии нагрузки. Преднапряженные балки таврового сечения с расчетным пролетом 200 см и стойки прямоугольного сечения высотой 200 см изготавливали из бетонов тех же составов, что и образцы для изучения физико-механических свойств. Балки запроектированы с напряженной арматурой класса $K-7$ диаметром 15 мм, стойки — с арматурой того же класса диаметром 12 мм. Конструктивной и поперечной арматурой служили сварные сетки из проволоки диаметром 4 мм класса В-1. Напряженные арматуры осуществляли гидравлическим домкратом на упоры. Отпуск

арматуры производили через 7 сут. В результате испытаний элементов из бетона на отходах при кратковременном действии нагрузки выявлено, что при $M/M_{разр}=0,6$ деформации крайнего сжатого и на уровне напряженной арматуры волокон на 42 и 17% меньше, чем в контрольных образцах-близнецах из бетона на кварцевом песке. Прочность опытных балок была несколько большей, чем контрольных. Характер распределения деформаций по высоте сечения элемента оказался практически линейным. Коэффициент ξ_0 , характеризующий эпюру сжимающих напряжений, для бетонов на отходах следует принимать равным 0,5.

Момент образования трещин у таких бетонов на 20% выше, ширина раскрытия трещин на 27% ниже, чем в балках из бетона на кварцевом песке. В связи с этим при расчетах конструкций согласно СНиП П-21-75 рекомендуется W_T определять из предположения треугольной эпюры нормальных напряжений, а при нахождении a_T принимать $K=0,8$. Испытаниями установлено, что в стадии разрушения коэффициент упругопластичности $\nu=0,8$. Прогобы в балках из бетона на отходах в среднем на 20% меньше, что необходимо учитывать в расчетах корректировкой значений z_1 и ν .

Прочность стоек из бетона на отходах оказалась несколько выше, чем из бетона на кварцевом песке. Продольные деформации сжатых и растянутых зон бетона на 23 и 12%, а прогибы — на 13% меньше.

Опытные образцы испытывали в течение 450—480 сут. При этом определяли деформации усадки и ползучести в преднапряженных балках, находили потери напряжений от усадки и ползучести, а также выгибы и прогибы в незагруженных и загруженных образцах. В результате установлено, что экспериментальные значения деформаций усадки в балках из бетона на отходах на 31%, а потери напряжения от усадки на 35% меньше, чем в балках из бетона на кварцевом песке. Теоретические значения потерь напряжений от усадки бетона, согласно СНиП П-21-75, составляют 50 МПа, опытные значения оказались значительно меньше — соответственно 27,5 и 42,3 МПа.

Потери напряжения в арматуре от ползучести бетона для опытных балок и стоек на 18 и 21%, а выгибы от действия напряженной арматуры на 39 и 34% меньше, чем для элементов на кварцевом песке. Прогобы загруженных балок и стоек из бетона на отходах также оказались меньше. Теоретические значения потерь, вычисленные по формулам СНиП, от-

личались от опытных на 30%.

С целью внедрения результатов исследования в производство испытывали типовые железобетонные конструкции (пустотные и коробчатые плиты перекрытий и покрытий, стропильную форму, подкрановые балки, ригели и фундаментные балки).

Плиты покрытий и перекрытий из бетона на отходах были несколько прочнее плит из традиционных бетонов, жесткость их выше на 40—45%, деформативность меньше на 33—40% [3]. Характеристики несущих конструкций из бетона на отходах удовлетворяют требованиям ГОСТ по прочности и жесткости.

Бетоны на мелких заполнителях из отходов рекомендуется применять без каких-либо ограничений там, где используются обычные тяжелые бетоны на кварцевом песке — для возведения монолитных конструкций, изготовления сборного железобетона. При этом бетон на отходах эффективен как в массовых конструкциях (преднапряженные панели покрытий и перекрытий), так и в ответственных конструкциях (железобетонные фермы и подкрановые балки).

Общий экономический эффект от внедрения бетонов на отходах в объединениях Криворожжелезобетон и Кривбасстройиндустрия составил 1,5 млн. р. Из бетона на отходах построены разнообразные промышленные и гражданские здания, доказаны их высокие эксплуатационные свойства. Если предположить, что все строительные организации Кривбасса, производящие сборные железобетонные конструкции, полностью откажутся от привозного кварцевого песка, то годовой экономический эффект превысит 3,5 млн. р. без учета эффекта от сокращения строительства шламонакопителей, под которые отводятся значительные площади плодородных земель. Однако безотходное производство обогащенных железных руд может быть осуществлено только тогда, когда отходы будут вывозиться за пределы Криворожского бассейна. Это может быть экономически обоснованным в случае, если железобетонные конструкции из бетонов на таких отходах будут изготавливать во всех южных областях УССР.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бондаренко Г. Н. Обычные и высокопрочные бетоны на заполнителях из отходов ГОК. — Бетон и железобетон, 1975, № 3.
2. Стороженко Г. Т., Черный А. Я. Физико-механические свойства на заполнителях из отходов горно-обогатительных комбинатов. — Строительные материалы и конструкции, 1971, № 5.
3. Стороженко Л. И., Шевченко Б. Н. Предварительно-напряженные плиты из бетонов на отходах горно-обогатительных комбинатов. — Строительные материалы и конструкции, 1976, № 2.

Морозостойкость керамзитозолобетон на каменноугольных золошлаковых смесях

В общем объеме золошлаковых отходов, используемых промышленностью строительных материалов, доля каменноугольных зол-уноса и золошлаковых смесей незначительна.

В золоотвалах ТЭЦ Москвы находятся десятки миллионов тонн золошлаковых отходов, образовавшихся при сжигании Донецкого и Кузнецкого тощего каменного угля, к которым ежегодно добавляется еще около 1,3 млн. т. Установлено, что при использовании для ограждающих конструкций в качестве мелкого заполнителя керамзитобетон каменноугольных золошлаковых смесей с повышенным содержанием топливных остатков (ППП > 15%) изделия полностью отвечают требованиям нормативных документов по долговечности. Результаты исследований отражены в ТУ 400—1—113—77 «Смеси золошлаковые ТЭЦ Мосэнерго как мелкий заполнитель для керамзитобетон марок 35—150».

В 1977 г. Бескудниковский комбинат строительных материалов и конструкций № 1 Главмоспромстройматериалов перешел на выпуск наружных стеновых панелей из керамзитобетона марок М 60—75 с применением вместо кварцевого песка каменноугольных золошлаковых смесей московских ТЭЦ [1].

НИЛ ФХММ и ТП совместно с НИИЖБ проведены комплексные исследования морозостойкости керамзитобетон плотной и поризованной структуры, которую оценивали по стандартной методике ГОСТ 7025—75 через 50 циклов. Одновременно фиксировали остаточные деформации расширения по методике ускоренного определения морозостойкости бетонов по накопленной остаточных деформаций (ГОСТ 10060—76). Использовали керамзитовый гравий бескудниковского комбината № 1 фракции 10—20 мм с $\gamma = 520 \text{ кг/м}^3$, золошлаковые смеси московских ТЭЦ от сжигания Донецкого каменного угля марки Т, цемент марки М 400 завода «Гигант». Образцы-кубы подвергали тепловлажностной обработке в лабораторной камере по режиму 3+3+5 ч при температуре 80°C, а затем испытывали на морозостойкость. Составы и основные характеристики керамзитобетон приведены в таблице.

Результаты испытаний керамзитозолобетон на морозостойкость по стандартной методике представлены на рис. 1. Несмотря на повышенные расходы воды затворения (250—320 л/м³) все составы керамзитозолобетон показали высокую морозостойкость. Керамзитозолобетон плотной структуры из подвижных смесей состава № 1 выдержал 100 циклов, состава № 4—150 циклов, керамзитозолобетон из малоподвижных смесей состава № 6 выдержали 200 циклов, состава № 9—250 циклов испытаний.

Применение добавок ПАЩ-1 и С-3 повышает морозостойкость керамзитозолобетон в 1,3—1,5 раза, а добавки СДО более чем в 2 раза благодаря повышению воздухоудержания бетонной смеси и созданию резервных пор. Морозостойкость керамзитозолобетона на более дисперсной золошлаковой смеси ($S_{уд} = 7000 \text{ см}^2/\text{г}$) выше в 1,5 раза для подвижных смесей и в 1,25 раза для малоподвижных смесей. Это свидетельствует о том, что в растворной части керамзитозолобетон с повышенной дисперсностью золошлаковой смеси увеличивается число микрокапилляров ($r < 0,1 \text{ мкм}$), в которых вода не замерзает при стандартных испытаниях.

Получить керамзитозолобетон плотной структуры с повышенной морозостойкостью Мрз 100 и выше при расходах воды 265—320 л/м³ без добавок можно только при использовании в качестве мелкого заполнителя высокодисперсных каменноугольных золошла-

ковых смесей ($S_{уд} \geq 4000 \text{ см}^2/\text{г}$) при максимальном насыщении ими растворной части керамзитозолобетон, поскольку в этом случае уменьшается число макрокапилляров ($r > 0,1 \text{ мкм}$) [2].

На рис. 2 представлены результаты определения остаточных деформаций расширения призм размером 7×7×29 см из керамзитозолобетона указанных выше составов в процессе замораживания при температуре —50°C и оттаивания +20°C.

Сопоставление остаточных деформаций расширения, зафиксированных в процессе ускоренных испытаний на морозостойкость, с моментом появления и раскрытия в образцах-призмах трещин, а также со снижением коэффициента морозостойкости кубов до 0,85, позволило выявить критическое значение остаточных деформаций расширения, которое для керамзитозолобетон составило 1,7 мм/м и принято за предел их морозостойкости.

Особенности, отмеченные при стандартных испытаниях, подтвердились и при ускоренных испытаниях: морозостойкость керамзитозолобетона на высокодисперсной золошлаковой смеси ($S_{уд} = 7000 \text{ см}^2/\text{г}$) в 1,5 ($J = 20—30 \text{ с}$) и 1,8 раза ($J = 5 \text{ с}$) выше, чем морозостойкость керамзитозолобетона на золошлаковой смеси с $S_{уд} = 4000 \text{ см}^2/\text{г}$.

На рис. 3 представлены деформации водонасыщенной растворной части керамзитозолобетон на золошлаковых смесях в процессе замораживания и оттаивания, снятые на dilatометре конструкции ВНИИФТРИ. На dilatометрических кривых видны два «всплеска», свидетельствующие о фазовых переходах воды в лед: эти участки соответствуют замораживанию воды в порах при температуре —5 — 8°C ($\epsilon = 2,4$ и $3,3 \cdot 10^{-5}$) и при —40 — 50°C ($\epsilon = 7$ и $18 \cdot 10^{-5}$).

Высокая морозостойкость керамито-

№ состава	Керамзитобетон на золошлаковой смеси	Расход материалов на 1 м ³ бетона				Добавка, %	$\gamma_{сух}$, кг/м ³	$R_{сж}$, МПа	V вольем. воздуха, %
		цемента, кг	керамзитового гравия, л	золы, л	воды, л				
1	$S_{уд} = 3800 \text{ см}^2/\text{г}$	220	1000	390	275	—	1150	10	0,2
2	ППП=25%	219	990	360	260	0,3 ПАЩ-1	1120	10,3	2,7
3	$\gamma = 980 \text{ кг/м}^3$	245	1075	163	215	0,5 СДО	1007	8	11
4	$S_{уд} = 7000 \text{ см}^2/\text{г}$	219	990	407	320	—	1005	9	0,7
5	ППП=30% $\gamma = 575 \text{ кг/м}^3$	220	1000	385	305	0,6 ПАЩ-1	980	8,2	3,4
6	$S_{уд} = 4200 \text{ см}^2/\text{г}$	219	990	415	265	—	1120	11,5	0,8
7	ППП=30%	220	1000	405	250	0,3 ПАЩ-1	1100	11,9	2,6
8	$\gamma = 800 \text{ кг/м}^3$	218	987	408	250	1,2 С-3	1105	12	3,1
9	$S_{уд} = 7000 \text{ см}^2/\text{г}$	222	1010	445	300	—	1037	9,6	0,7
10	ППП=30%	220	1000	440	290	0,6 ПАЩ-1	1030	8,4	2,1
11	$\gamma = 575 \text{ кг/м}^3$	223	1012	440	280	1,5 С-3	1040	8,7	3,3

Примечание. Жесткость бетонной смеси составов № 1—5 — 5 с, составов № 6—11 — 20—30 с.

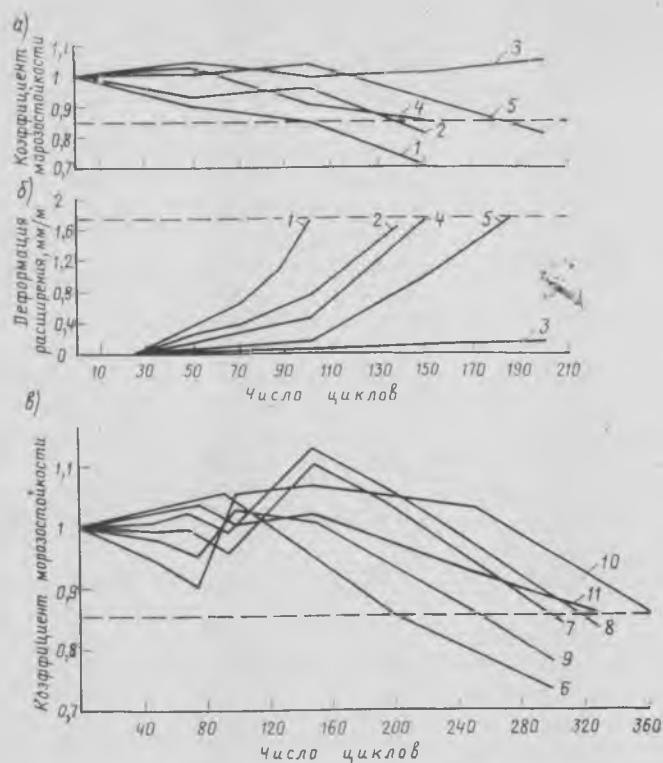


Рис. 1. Изменение коэффициента морозостойкости и деформаций расширения керамзитозолобетона при стандартных испытаниях
 а, б — при $J=5$ с; в — при $J=20-30$ с (Номера кривых соответствуют номерам составов по таблице)

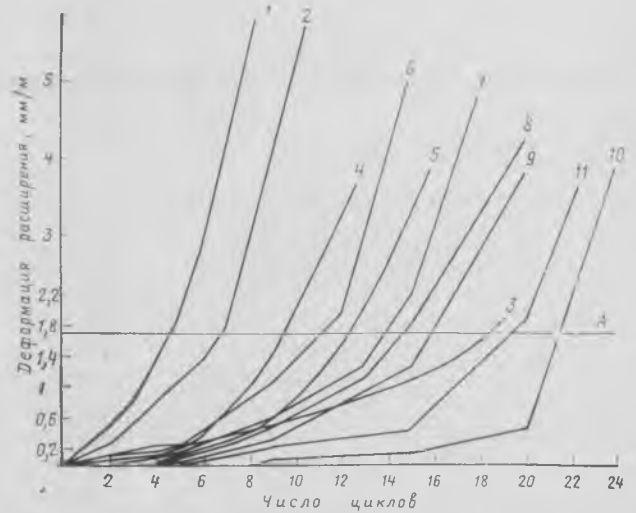


Рис. 2. Деформации расширения керамзитозолобетона при замораживании его при -50°C и оттаивании в воде при $+20^{\circ}\text{C}$
 А — допустимая деформация (Номера кривых соответствуют номерам по таблице)

золобетон на золошлаковых смесях ($S_{уд}=4000$ и $7000 \text{ см}^2/\text{г}$) при испытаниях по стандартной методике (200–250 циклов) обуславливается, по-видимому, низкой макропористостью их растворной части, о чем свидетельствует небольшая величина «всплесков» при $-5-8^{\circ}\text{C}$ (соответственно $\epsilon=3,3$ и $2,4 \cdot 10^{-5}$), характеризующая переход воды в лед в макропорах [3].

При испытаниях по ускоренной методике (замораживание при -50°C) более высокие значения деформаций расширения у керамзитозолобетон на менее дисперсной золошлаковой смеси ($S_{уд}=4000 \text{ см}^2/\text{г}$) при $-40-50^{\circ}\text{C}$ ($\epsilon=18,5 \cdot 10^{-5}$) по сравнению с керамзитозолобетоном на золошлаковой смеси с $S_{уд}=7000 \text{ см}^2/\text{г}$ ($\epsilon=7 \cdot 10^{-5}$) обуславливают их более низкую морозостойкость, (в 1,5–1,8 раза), из-за большего числа пор в растворной части бетона, в которых вода замерзает при температуре $-40-50^{\circ}\text{C}$.

Дилатометрические исследования подтвердили, что при использовании высокодисперсных каменноугольных золошлаковых смесей благодаря созданию микропористой растворной части можно получать керамзитозолобетоны, обладающие повышенной морозостойкостью.

Сопоставление результатов испытаний керамзитозолобетон в процессе замораживания при -50°C , включающих определение максимально допустимых остаточных деформаций расширения (1,7 мм/м), с данными стандартных испытаний

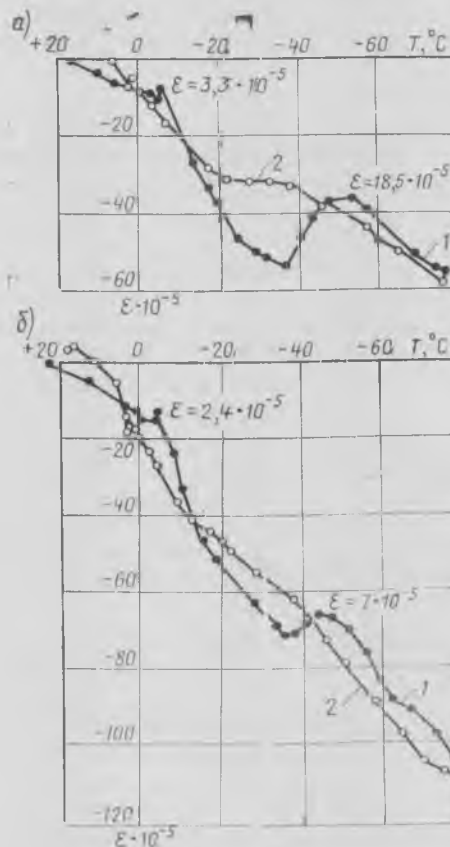


Рис. 3. Температурные деформации растворной части керамзитозолобетона ($J=20-30$ с)
 а — на золошлаковой смеси с $S_{уд} = 4000 \text{ см}^2/\text{г}$; б — то же, с $S_{уд} = 7000 \text{ см}^2/\text{г}$;
 1 — при замораживании до -80°C ; 2 — при оттаивании

показало, что 1 цикл испытаний по ускоренной методике эквивалентен 17–18 циклам стандартных испытаний.

Выводы

Керамзитозолобетоны с использованием однофракционного керамзитового гравия и каменноугольных золошлаковых смесей с $S_{уд}=4000-7000 \text{ см}^2/\text{г}$ и повышенным содержанием топливных остатков (ППП=20–30%) обеспечивают марку по морозостойкости 100–150 для неподвижных смесей и 200–250 для малоподвижных.

Применение пластифицирующе-воздуховлекающих добавок ПАЩ-1, С-3, СДО дополнительно повышает их морозостойкость в 1,3–2 раза.

Морозостойкость керамзитозолобетона, приготовленного на высокодисперсной золошлаковой смеси с $S_{уд}=7000 \text{ см}^2/\text{г}$, в 1,3–1,8 раза выше морозостойкости керамзитозолобетона на золошлаковой смеси с $S_{уд}=4000 \text{ см}^2/\text{г}$ из-за более высокой микропористости его растворной части.

Сопоставление результатов ускоренных испытаний керамзитозолобетон с данными стандартных испытаний с определением критической величины деформаций расширения (1,7 мм/м) позволило установить соотношение между ними 1:17, что позволяет прогнозировать морозостойкость керамзитозолобетон.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Горшков А. М., Россовский В. Н., Лифшиц А. В. Опыт использования золошлаковых смесей Московских ТЭЦ в легких бетонах. — Промышленность строительных материалов Москвы, 1980, № 5.
2. Горчаков Г. И. Повышение прочности и морозостойкости бетона. М., Промстройиздат, 1956.
3. Горчаков Г. И., Орентлихер Л. П., Савин В. И. и др. Состав, структура и свойства цементных бетонов. М., Стройиздат, 1976.

Способы борьбы с щелочной коррозией бетона

Образование трещин в увлажняемом бетоне дорожных, мостовых и гидротехнических сооружений за рубежом объясняется взаимодействием избытка щелочей в портландцементе, при котором происходит реакция с кремнеземистыми заполнителями. Образование нарастающей оболочки продуктов реакции вокруг зерен крупного заполнителя приводит к возникновению трещин в бетоне.

Неизученность процесса щелочной коррозии при использовании в бетоне гравия или щебня из кремнистых пород, песчаников с опалово-халцедоновым цементом или из вулканических пород, содержащих вулканическое стекло (например андезиты) вызвала малообоснованные запреты на использование месторождений со значительными примесями подобных потенциально реакционноспособных горных пород.

В НИС Гидропроекта с 1963 г. изучали потенциально реакционно-способные заполнители для выработки способов борьбы со щелочной коррозией при использовании портландцементов, содержащих более 0,6% щелочи в пересчете на Na_2O .

Образцами для долговременного исследования взаимодействия щелочей с заполнителями в бетоне послужили изготовленные в 1963—1973 гг. 188 призм из бетона на таких заполнителях и на цементах с различным содержанием щелочей. Из них лишь в 6 призмах были обнаружены трещины. Заполнителем в этих призмах был щебень фракции 5—20 мм из халцедонового кремня свежего дробления, а в воду затворения вводили 1% Na_2O от массы цемента.

Помимо лабораторных работ проводили натурные обследования бетона гидротехнических сооружений на р. Каме, Днестре, Белой, в строительстве которых использовали гравий со значительным содержанием потенциально реакционноспособного кремния и портландцемент с добавками трепела, опоки или доменного гранулированного шлака при расходе цемента 250—320 $\text{кг}/\text{м}^3$. Используемый в качестве мел-

кого заполнителя песок (по более поздним определениям) содержал до 30% кремневых зерен. Ни в одном из обследованных сооружений не было замечено характерных трещин или шелушений на поверхности бетона, являющихся результатом взаимодействия щелочей цемента с заполнителями в условиях увлажнения.

На данном этапе исследования до получения ясной физико-химической картины взаимодействия составляющих цемента и каменных пород можно рекомендовать некоторые эмпирические ограничения по использованию щелочей, содержащих портландцементы вместе с заполнителями, в которых имеется смесь потенциально реакционно-способных пород.

В настоящее время применяется лишь один способ — использование в качестве вяжущего пуццоланового портландцемента. При этом щелочные окислы цемента вступают во взаимодействие с тонкомолотыми частицами пуццолановых добавок в течение первых сроков твердения бетона и в дальнейшем уже не реагируют с заполнителями и не вызывают нежелательных деформаций. Однако при использовании пуццолановых портландцементов повышается водопотребность цемента, что намного снижает морозостойкость бетона.

Необходимость применения в бетонах высокой морозостойкости чистоклинкерного портландцемента вызвала детальное рассмотрение причин ограничения содержания щелочных окислов в клинкере до 0,6%. Это ограничение зафиксировано в нормах США. Исходя из старой практики назначения расхода цемента в бетоне в США (5 мешков цемента на 1 ярд^3 для обычного бетона и 7 мешков на 1 ярд^3 для бетона железобетонных конструкций) логично ограничить содержание окислов щелочных металлов в клинкере. Но при определении расхода цемента в каждом отдельном случае в зависимости от требуемых свойств бетона и применяемых материалов, когда расход цемента может колебаться в больших пределах, ограничение по проценту содержания щело-

чей не обоснованно, так как при расходе цемента 200 $\text{кг}/\text{м}^3$ допустимо содержание 1,2 кг щелочей на 1 м^3 бетона, а при расходе цемента 500 $\text{кг}/\text{м}^3$ — 3 кг щелочей. Содержание заполнителей в бетоне в обоих случаях будет примерно одинаковым. Как видно, содержание реагирующих веществ в этих бетонах не равнозначно и вероятность нежелательных деформаций с расходом цемента 500 $\text{кг}/\text{м}^3$ намного выше.

Исходя из этого в наших нормах целесообразнее ограничить содержание щелочей в цементе их массой, приходящейся на единицу объема бетона. В первом приближении эта величина составит 3 кг щелочей на 1 м^3 бетона, что позволит использовать любой портландцемент, но с ограниченным расходом.

Этот метод следует распространить на все цементы с минеральными добавками при учете содержания щелочей в клинкере цемента. Безопасное использование пуццоланового цемента при наличии в заполнителях потенциально реакционноспособных зерен подсказывает и другой метод борьбы со щелочной коррозией. В бетонную смесь вводят мелкий заполнитель (песок) с зернами потенциально реакционноспособных пород примерно до трети состава. Большая удельная поверхность этих зерен ускоряет реакцию со щелочами цемента, уподобляя ее реакции с пуццолановыми добавками, поэтому взаимодействие между ними и щелочами цемента происходит в первые сроки твердения, когда деформации бетона безопасны для конструкции.

Например, если в гравии и щебне до 15% таких зерен, то в песке фракции 0,05—1,2 мм их следует иметь не менее 10%. При увеличении в гравии потенциально реакционноспособных зерен до 25%, содержание их в песке фракции 0,05—1,2 мм должно быть более 20%. Если естественный песок не удовлетворяет этим требованиям, следует вводить не менее 30% дробленого из гравия песка этих же фракций. При пористых

Содержание потенциально реакционноспособных зерен, %

Na_2O в портландцементе	гравия	щебня	песка	
			природного	дробленого из гравия или щебня
0,6—0,9	до 15	до 15	≥ 10	0
0,6—0,9	до 25	до 20	≥ 25	0
0,6—0,9	до 25	до 20	≥ 3	≥ 20
0,9—1,2	до 15	до 15	≥ 20	0
0,9—1,2	до 25	до 20	≥ 30	0
0,9—1,2	до 25	до 20	≥ 3	≥ 25
0,9—1,2*	до 15	до 10	≥ 3	≥ 40

* Без пуццолановых добавок в портландцементе, в остальных случаях 8—15% добавок.

щелбе или гравия с показателем по водопоглощению более 1,5% наличие в них потенциально реакционноспособных минералов не вызывает нежелательных деформаций в бетоне.

Предложенные составы бетона, противостоящего щелочной коррозии, нашли широкое практическое применение. Так, для сооружения гидроэлектростанции на р. Евфрате в 1980 г. использо-

вали бетон с применением потенциально реакционноспособного гравия и клинкерного портландцемента. Для бетона сооружений Нижнекамской и Чебоксарской гидроэлектростанций в 1978—1979 г. был подобран состав бетона с использованием потенциально реакционноспособных гравия и песка, содержащих различное количество примеси зе-

рен кремния (см. таблицу). При этом был учтен состав бетона с теми же компонентами, который был применен 10—30 лет тому назад при сооружении Воткинской и Камской гидроэлектростанций на р. Каме и Дубоссарской на р. Днестре, а также при бетонной защите откосов по долине р. Белой в районе Уфы в 1965—1980 гг.

УДК 624.012.4:624.93

Бердичевский Г. И., Голышев А. Б. Опыт и перспективы применения сборно-монолитных железобетонных конструкций. — Бетон и железобетон, 1982, № 1, с. 3—4

Освещаются особенности применения сборно-монолитных железобетонных конструкций в различных областях строительства, а также вопросы их воздействия и экономики для широкого класса зданий и сооружений. Ставятся задачи дальнейших исследований сборно-монолитных конструкций с учетом различных факторов и сложных видов воздействий и уточнения области их рационального применения.

УДК 624.012.4:624.93

Черный А. С. Некоторые рекомендации по проектированию и применению сборно-монолитных конструкций. — Бетон и железобетон, 1982, № 1, с. 4—5

Предложены рекомендации по проектированию и применению сборно-монолитных железобетонных конструкций, разработанных на основе обобщения многолетнего опыта строительства ответственных сооружений — Челябинского металлургического завода и других объектов в Челябинске и области. Ил. 1.

УДК 624.012.4:624.93:725.4

Либерман А. Д. Эффективные конструкции сборно-монолитных покрытий одноэтажных промзданий. — Бетон и железобетон, 1982, № 1, с. 6—7

Изложен опыт внедрения сборно-монолитных пространственных и неразрезных покрытий. Дано описание различных конструктивных схем и областей их применения в массовом промышленном строительстве. Приведены технико-экономические показатели облегченных сборно-монолитных и складчатых покрытий. Ил. 3.

УДК 69.025:725.4

Сунгатуллин Я. Г. О резервах снижения материалоемкости перекрытий промзданий. — Бетон и железобетон, 1982, № 1, с. 8—9

Изложены результаты многолетнего наблюдения и значительного числа натуральных испытаний сборно-монолитных железобетонных конструкций и сравнительный технико-экономический анализ сборных, монолитных и сборно-монолитных перекрытий. Даны вывод и предложения о необходимости учета монолитного бетона, укладываемого в качестве основания под полы в работе сечения сборных перекрытий. Табл. 1, список лит.: 4 назв.

УДК 624.012.4:624.93:691.87:693.554

Гнидец Б. Г., Завадяк П. П. Опыт применения сборно-монолитных конструкций с напрягаемой арматурой в стыках. — Бетон и железобетон, 1982, № 1, с. 9—11

Изложены результаты исследований неразрезных сборно-монолитных железобетонных конструкций с преднапряженными стыками. Обобщен опыт экспериментального строительства промышленных зданий и сооружений с такими конструкциями. Ил. 3, список лит.: 6 назв.

УДК 624.012.4:624.93

Изгибаемые сборно-монолитные железобетонные конструкции с бесшпоночным контактом/А. А. Оатул, С. С. Сонин, Г. Н. Запрудин, А. А. Карякин. — Бетон и железобетон, 1982, № 1, с. 12—14

Изложены результаты экспериментально-теоретических исследований сборно-монолитных балок применительно к тяжело нагруженным конструкциям цехов металлургической промышленности. Приводятся экспериментальные данные прочности изгибаемых балок. Дается методика расчета прочности бесшпоночного контакта. Расчет балок выполнен методом конечных элементов. Табл. 1, ил. 2, список лит.: 3 назв.

УДК 624.012.4:624.93.001.24

Кузьмичев А. Е., Магомедов Р. О. К расчету элементов сборно-монолитных конструкций по предельным состояниям второй группы. — Бетон и железобетон, 1982, № 1, с. 14—16

Предлагается способ учета изменения внутренних усилий, образующихся в сборных элементах от действия силы обжатия и момента от нагрузок, возникающих в процессе возведения конструкции, в расчетах по образованию трещин и по деформациям элементов. Ил. 2, табл. 1, список лит.: 3 назв.

УДК 624.012.4:624.93.001.24

Харченко А. В. К расчету прочности сборно-монолитных конструкций по нормальным сечениям. — Бетон и железобетон, 1982, № 1, с. 16—17

Приведены опытные данные по прочности и деформативности нормальных сечений сборно-монолитных изгибаемых конструкций. Предложен способ расчета прочности таких конструкций по нормальным сечениям. Показана сходимости опытных данных с расчетными. Ил. 1, список лит.: 4 назв.

УДК 691.327:666.9.015.462

Усадка литого бетона в сборно-монолитных конструкциях/Т. А. Заторницкая, Ю. Р. Седых, А. М. Филонидов, К. Б. Фрейдлин. — Бетон и железобетон, 1982, № 1, с. 18—19

Приведены экспериментальные результаты определения усадки литого бетона на сборно-монолитных образцах и данные натурного обследования стен энергоблоков трех электростанций. Ил. 3.

УДК 691.327/328:69.055:620.9.003.

Фоломеев А. А. Оценка эффективности бетона и железобетона по энергозатратам. — Бетон и железобетон, 1982, № 1, с. 20—21

Приведены сведения об эффективности применения бетона и железобетона в строительстве по энергетическим затратам начиная с сырьевых материалов до готовых конструкций. Даны рекомендации, способствующие экономии энергозатрат при использовании бетона и железобетона. Список лит.: 4 назв.

УДК 624.074.4

Жуковский Э. З. Исследование большепролетных составных оболочек. — Бетон и железобетон, 1982, № 1, с. 21—23

Приводятся результаты конструкторских и научно-исследовательских работ по составным оболочкам с боковыми элементами различной кривизны. Содержатся сравнение экспериментальных и расчетных данных и даются рекомендации по применению таких оболочек. Ил. 3.

УДК 691.327:620.191.33

Ларичева И. Ю., Гуца Ю. П., Крылов С. М. Влияние длительной нагрузки переменного уровня на трещиностойкость и деформативность изгибаемых элементов. — Бетон и железобетон, 1982, № 1, с. 24—25

Изложены результаты экспериментально-теоретических исследований преднапряженных железобетонных балок, работающих на изгиб при действии длительной нагрузки переменного уровня. Приведены результаты анализа влияния режимов загрузки на ширину раскрытия и условия закрытия трещин, высоту сжатой зоны бетона и на деформации элементов. Ил. 2, список лит.: 3 назв.

УДК 624.012.45:539.4

Милованов А. Ф., Самойленко В. Н., Бадриддинов Ф. Б. Прочность изгибаемых элементов при совместном действии одностороннего нагрева и нагрузки. — Бетон и железобетон, 1982, № 1, с. 26—27

Приведены результаты экспериментально-теоретических исследований прочности изгибаемых железобетонных элементов из обычного тяжелого бетона, легкого жаростойкого керамзитобетона на портландцементе и облегченных жаростойких бетонов с шамотными заполнителями на портландцементе, глиноземистом цементе и жидком стекле, дан анализ причин влияния одностороннего нагрева и его последовательности воздействия с внешней нагрузкой на прочность исследованных элементов, даны рекомендации по расчету. Ил. 1, табл. 1.

УДК 624.075.23

Малянд Д. Р. Эффект неравномерного предварительного обжатия гибких колонн. — Бетон и железобетон, 1982, № 1, с. 27—28

Приведены результаты исследования гибких неравномерно предварительно обжатых колонн. Показано, что неравномерное обжатие гибких колонн существенно повышает их несущую способность и трещиностойкость по сравнению с колоннами равномерно предварительно обжатыми. Ил. 2, табл. 2, список лит.: 2 назв.

УДК 624.073:539.37/38

Перепечин В. И. Деформирование сжато-изогнутых плит с различными условиями опирания кромок. — Бетон и железобетон, 1982, № 1, с. 29

Рассмотрены вопросы деформирования сжато-изогнутых железобетонных плит с различными условиями опирания кромок при кратковременном и длительном нагружении. Ил. 3.

УДК 691.327:539.32

Квирикадзе О. П. Определение начального модуля упругости бетона. — Бетон и железобетон, 1982, № 1, с. 33

Приведена эмпирическая формула для определения, а также прогнозирования значения начального модуля упругости в любом возрасте при известных марке или пределе прочности бетона. Табл. 1.

УДК 624.012.45:693.548

Атаев С. С., Шпак М. В. Рациональные параметры процесса механизированной отделки строительных конструкций. — Бетон и железобетон, 1982, № 1, с. 36—37

Изложены основные результаты исследования процесса механизированной отделки бетонной поверхности. Сформулированы и обоснованы основные принципы оптимизации технологических параметров с учетом структуры бетонных поверхностей и требуемого качества отделки конструкций. Табл. 3, ил. 2.

УДК 69.003:658.152.012.2

Устименко В. В. Нормирование капитальных вложений в производство сборного железобетона. — Бетон и железобетон, 1982, № 1, с. 40—41

Изложены основные методические положения по использованию нормативов удельных капитальных вложений. Рассматривается экономическая эффективность технического перевооружения и реконструкции действующих предприятий по сравнению с новым строительством заводов. Табл. 2.

Precast and cast-in-situ reinforced concrete structures in the Eleventh Five-Year Plan

Berdichevsky G. I., Golyshev A. B. Experience and challenge in the future application of precast and cast-in-situ reinforced concrete structures

Chernyi A. S. Some recommendations on projecting and application of precast and cast-in situ structures

Lieberman A. D. Efficient structures of precast and cast-in-situ roofs for one-storied industry buildings

Sungatullin Ya. G. Saving reserves of materials consumption for industry buildings floors

Gnidets B. G., Lavadyak P. P. Application experience of precast and cast-in-situ structures with stressed reinforcement in joints

Oatul A. A., Sonin S. A., Zaprutin G. N., Karyakin A. A. Flexural precast and cast-in-situ structures with keyless contact

Kuzmichev A. E., Magomedov R. O. Calculation of members for precast and cast-in-situ structures on limiting states of the second group

Kharchenko A. V. Strength design of precast and cast-in-situ structures on normal cross sections

Zatvornitskaya T. A., Sedykh Yu. R., Filonidov A. M., Freidin K. B. Shrinkage of cast concrete in precast and cast-in-situ structures

Zhukovsky E. Z. Test of large span composite shells

Laricheva I. Yu., Gushcha Yu. P., Krylov S. M. Influence of constant load of variable level on crack resistance and deformability of flexural members

Milovanov A. F., Samoilenko V. N., Badriddinov F. B. Strength of flexural members under joint action of one-sided heating and loading

Mailyan D. R. Effect of uneven prestressing of flexible column

Perepechin V. I. Deformation of compressed and bent slabs with different conditions of edges resting

Moskvin V. M., Batrakov V. G., Rosental' N. K., Artemenko E. V., Selivanov I. I., Plugin A. N., Bratchikov V. G. Powder-like complex modifying agents for concrete

Cherkinsky Yu. S., Svechin N. V., Nikonov M. R., Kaiser L. A., Sorokin Yu. V., Zisman Z. I., Samsonova L. S. Concrete on alinite cement

Kvirikadze O. P. Determination of the initial elastic modulus of concrete

Les structures préfabriquées — monolithes en béton armé dans le 11-ème quinquennat

Berdichevsky G. I., Golychev A. B. L'expérience et les perspectives de l'application des structures préfabriquées-monolithes en béton armé

Tcherny A. S. Certaines recommandations sur l'élaboration des projets et sur l'application des structures préfabriquées-monolithes

Lieberman A. D. Les structures efficaces des recouvrements préfabriqués-monolithes des bâtiments industriels à un étage

Sungatoulline Ja. G. Sur les réserves de la diminution de contenance en matériaux des recouvrements des bâtiments industriels

Gnidets B. G., Zavadjak P. P. L'expérience de l'application des structures préfabriquées — monolithes avec des armatures contraintes dans les joints

Oatoul A. A., Sonine S. A., Zaprutine G. N., Karjakine A. A. Les structures préfabriquées — monolithes sollicitées en flexion avec un contact sans clavette

Kouzmitchev A. E., Magomedov R. O. Le calcul des éléments des structures préfabriquées — monolithes d'après les états limites du 2 — ème groupe

Kharchenko A. V. Le calcul de la résistance des structures préfabriquées — monolithes d'après les sections normales

Zatvornitskaja T. A., Sedykh Yu. P., Filonidov A. M., Frejdine K. B. Le retrait du béton coulé dans les structures préfabriquées — monolithes

Zhoukovsky E. Z. l'étude des enveloppes complexes à grandes travées

Laritchceva I. Yu., Goushcha Yu. P., Krylov S. M. L'influence de la charge de longues durée de niveau variable sur la résistance à la fissuration et sur la déformabilité des éléments sollicités en flexion

Milovanov A. Ph., Somojenko V. N., Badriddinov Ph. B. La résistance des éléments sollicités en flexion sous l'action commune de chauffage unilatéral et de la charge

Mailyan D. R. L'effet de serrage préalable non — uniforme des colonnes flexibles

Perepechine V. I. La déformation des dalles comprimées — courbées dont les bords sont appuyés dans les conditions différentes

Fertigteilkonstruktionen mit monolithischem Verbund im elften Jahrfünft

Berditschewski G. I., Golyschew A. B. Erfahrung und Perspektiven der Anwendung von Montageverbundkonstruktionen aus Stahlbeton

Tschjornyj A. S. Einige Empfehlungen für Projektieren und Verwendung von Fertigteilkonstruktionen mit monolithischem Verbund

Lieberman A. D. Effektive Konstruktionen von Montageverbunddecken für eingeschossige Industriegebäude

Sungatullin Ja. G. Reserven der Verringerung des Materialaufwandes für Decken der Industriegebäude

Gnidetz B. G., Sawadjack P. P. Erfahrung der Anwendung von Montageverbundkonstruktionen mit spannbarem Bewehrungsstahl in Fugen

Oatul A. A., Sonin S. A., Saprutin G. N., Karjakine A. A. Auf Biegung beanspruchte Montageverbundkonstruktionen mit dübellosem Kontakt

Kusmitschjow A. E., Magomedow R. O. Berechnung von Bauelementen für Fertigteilkonstruktionen mit monolithischem Verbund nach Grenzzuständen der zweiten Gruppe

Charitschenko A. W. Berechnung der Festigkeit für Montageverbundkonstruktionen nach normalen Querschnitten

Satwarnizkaja T. A., Sedykh Ju. P., Filonidow A. M., Freidin K. B. Schwinden des Gussbetons in Fertigteilkonstruktionen mit monolithischem Verbund

Shukowski E. S. Untersuchung von weitgespannten zusammengesetzten Schalen

Laritschewa I. Ju., Guschtscha Ju. P., Krylow S. M. Einwirkung der Dauerlast mit Wechselstand auf Rissfestigkeit und Verformbarkeit von auf Biegung beanspruchten Bauelementen

Milowanow A. F., Samoilenko W. N., Badriddinov F. B. Festigkeit von auf Biegung beanspruchten Bauelementen bei Zusammenwirkung der einseitigen Erwärmung und der Belastung

Mailyan D. R. Effekt der ungleichmässigen Vorpresseung von elastischen Säulen

Perepetchin W. I. Verformung von gedrückten — gekrümmten Platten mit unterschiedlichen Auflagerungsbedingungen von Rändern

Moskwin W. M., Batrakov W. G., Rosentalj N. K., Artjomenko E. W., Selivanow I. I., Plugin A. N., Bratschikow W. G. Pulverförmige komplexe Wandler des Betons

Редакционная коллегия: И. Н. Ахвердов, Ю. М. Баженов, В. Н. Байков, А. И. Буракас, А. С. Векшин, Ю. В. Волконский, А. А. Гвоздев, А. М. Горшков, П. А. Деменюк, В. Т. Ильин, Н. М. Колоколов, М. Г. Костюковский, В. В. Михайлов, К. В. Михайлов (главный редактор), В. М. Москвин, Д. А. Панковский, В. С. Подлесных, Б. Я. Рискинд, С. И. Сименко, В. В. Судаков, Д. М. Чудновский, А. А. Шлыков (зам. главного редактора)

Технический редактор Сангурова Е. Л.

Корректор Стигнеева О. В.

Сдано в набор 13.11.81.
Формат 60×90¹/₈
Тираж 14740 экз.

Подписано в печать 08.12.81.
Печать высокая

Усл. печ. л. 6,0

Усл. кр.-отт. 6,75

Т-28484
Уч.-изд. л. 8,20
Заказ 500

Адрес редакции:
101442, ГСП, Москва, К-6, Каляевская, 23а
Тел. 258-18-54, 258-24-76

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

Авторские свидетельства

№ 7

№ 806415. В. М. Скрипник и Е. Б. Терехов. Форма для изготовления железобетонных изделий.

№ 806417. В. Г. Кошкин, А. Д. Шмурак, М. Е. Ерухимович и В. В. Роганов. СКБ — Мосстрой. Форма для изготовления железобетонных изделий.

№ 806418. О. П. Матюшевский и Ю. А. Черепанов. Форма для изготовления железобетонных изделий.

№ 806420. П. Г. Кондратенко и П. Г. Андреев. Комбинат Братскжелезобетон. Смазка для металлических форм.

№ 806421. Л. А. Силс, О. А. Красиньш, Я. Я. Мелзупс и Я. А. Зутис. Завод ЖБК-1 Минпромстройматериалов ЛатвССР и Латвийский научно-исследовательский и экспериментально-технологический ин-т строительства. Устройство для разрезания массива сырца ячеистого бетона.

№ 806428. В. И. Алехин и И. Е. Тарасенко. Способ бурения железобетонных изделий.

№ 806637. В. Л. Карасик, В. И. Коздоба, Е. М. Бауман и др. Днепропетровский металлургический ин-т. Сырцевая смесь для изготовления огнеупорного бетона.

№ 806643. В. А. Черняховский, В. А. Крюков, В. Т. Плотников и др. ПО Чигастройматериалы. Огнеупорная бетонная смесь.

№ 806645. Л. Б. Хорошавин, В. И. Попова, Н. Ж. Гараева и др. Восточный научно-исследовательский и проектный ин-т огнеупорной промышленности. Огнеупорная бетонная смесь.

№ 806654. В. Г. Каменский, И. М. Ляшкевич, О. А. Лотков и др. Ин-т тепло- и массообмена. Устройство для тепловой обработки железобетонных виброгидропрессованных труб.

№ 806656. А. П. Меркин, Р. П. Филатова, М. И. Зейфман и др. МИСИ. Способ автоклавной обработки ячеистобетонных изделий.

№ 806832. М. Н. Собенников, А. М. Поплавский и И. Н. Гусев. Завод КПД-140 Комбината Братскжелезобетон. Сборная безрулонная кровля.

№ 806835. Г. В. Выжигин, Л. С. Ямпольский и В. И. Старцев. ЦНИИпромзданий. Сборная железобетонная колонна.

№ 806843. А. Б. Шелухин. Оргэnergострой. Глубинный вибратор для уплотнения бетонной смеси.

№ 8

№ 808304. С. Г. Гисин, Я. А. Когельман, Б. И. Кондрашов и др. СПКБ Главленинградстроя и Авторский з-д строительных конструкций. Способ формирования предварительно напряженных газобетонных элементов и устройство для его осуществления.

№ 808306. Ю. Г. Граник. ЦНИИЭП жилища. Кассетная установка для формирования изделий из бетонных смесей.

№ 808307. В. А. Волохов, Э. Т. Казанджан, Ф. Т. Какоиченко и др. Киевский филиал КТБ Стройиндустрия и ВНПО. Союзжелезобетон. Кассетная установка.

№ 808309. Ф. А. Голдман, Э. М. Веренкова, В. А. Копейкин и др. НИЛ ФХММ и ТП и ЦНИИСК. Композиция для покрытия металлических форм.

№ 808313. А. А. Фокин. СКТБ по промышленности стройиндустрии. Устройство для резки сырца ячеистого бетона.

№ 808316. Л. А. Силс, О. А. Красиньш, Г. Р. Бейкинш и Я. А. Зутис. Завод ЖБК № 1 и ЛатвНИИС. Устройство для разрезания газобетонного сырца.

№ 808321. В. Д. Недашковский и Ю. В. Григорьев. ПКБ Минсельхоза БССР. Бетоноукладчик.

№ 808325. В. В. Попов, В. С. Бородин и В. П. Давиденко. Донецкий Промстройинипроект. Способ приготовления бетонной смеси.

№ 808432. Л. В. Ловецкий, А. Я. Черняховский, В. М. Копылов и др. Моспроект-1 и МХТИ им. Ломоносова. Комплексная добавка в бетонную смесь.

№ 808434. К. Д. Некрасов, Ф. М. Иванов, В. А. Бабаев и др. НИИЖБ. Бетонная смесь.

№ 808435. О. В. Кунцевич, О. С. Попова, Б. П. Панков и С. М. Петров. ЛИИЖТ. Комплексная добавка для бетонной смеси.

№ 808436. В. Г. Довжик, Л. В. Фролова, Е. П. Устименко и др. ВНПО Союзжелезобетон. Бетонная смесь.

№ 808438. Б. Т. Надыкто, В. П. Пастушков, О. А. Хартанович и др. Новополоцкий политехнический ин-т. Новополоцкий завод ЖБИ и Управление строительства НурекГЭСстрой. Бетонная смесь.

№ 808439. И. П. Чернобаев, Б. М. Емельянов, И. В. Стасенко и др. КИСИ. Бетонная смесь.

№ 808443. Е. Д. Кузьмин. Одесский инженерно-строительный ин-т. Способ приготовления бетона.

№ 808444. М. И. Бураев, Л. С. Кузьмина и В. А. Кошелев. Уральский филиал ВНИПИ алюминевой, магниевой и электродной промышленности. Бетонная смесь.

№ 808445. И. Н. Ермоленко, Н. Х. Белоус, И. П. Люблинер и А. А. Барташевич. Ин-т общей и неорганической химии АН БССР. Бетонная смесь.

№ 808446. Л. И. Даценко, В. Г. Наникашвили и Г. Н. Кузнецов. ХИИКС. Способ приготовления бетонной смеси.

№ 808447. Г. С. Штарх, Ю. Г. Дудеров, Б. У. Седунов и др. ЦНИИСК. Ячеистобетонная смесь.

№ 808452. А. Д. Цыремпилов, К. М. Марактаев, Н. В. Архинчеева и др. Восточно-Сибирский технологический ин-т. Сырцевая смесь для изготовления теплоизоляционного жаростойкого бетона.

№ 808454. В. И. Шушарин, Г. М. Спивак, Н. П. Симотюк и др. Калужский научно-исследовательский филиал ВНИПИ галургии. Сырцевая смесь для изготовления кислотоупорного бетона.

№ 808455. Р. А. Марусяк, Б. М. Шемердяк, Г. М. Спивак и др. Калужский научно-исследовательский филиал ВНИПИ галургии. Силикатная кислотоупорная бетонная смесь.

№ 808461. Е. Г. Иванов. Криворожский филиал ВНИИОМШС. Бетонная смесь.

№ 808464. В. П. Савиных, Л. И. Иващенко и Т. Л. Ширина. ИСиА. Полимербетонная смесь.

№ 808465. Б. М. Шемердяк, Р. А. Марусяк, А. И. Гайворонский и др. Калужский научно-исследовательский филиал ВНИПИ галургии. Полимербетонная смесь.

№ 808468. И. П. Кузнецова, Ю. Г. Дудеров, Н. С. Шукова и И. Г. Дудеров. ЦНИИСК. Сырцевая смесь для изготовления теплоизоляционного бетона.

№ 808469. К. В. Розе, А. Е. Гуревич, А. Ф. Далка и др. Оргтехстром. Сырцевая смесь для приготовления огнеупорного бетона.

№ 808483. В. Н. Панталеенко, В. В. Царев и А. Т. Мяндин. Ухтинский индустриальный ин-т. Способ обработки бетонных и железобетонных изделий.

№ 808484. В. В. Царев, В. Н. Панталеенко, А. Т. Мяндин и К. К. Гаринов. Ухтинский индустриальный ин-т. Способ обработки бетонных и железобетонных изделий.

№ 808485. В. П. Абрамов, А. Р. Соловьянчик, Б. М. Куликов и др. Днепропетровский филиал научно-исследовательского ин-та Госстроя УССР. Способ изготовления бетонных конструкций.

№ 808486. А. И. Бирюков, Н. Н. Гукалов, Ю. Т. Либенко и др. ХИИТ. Устройство для тепловлажностной обработки изделий из бетонных смесей.

№ 808487. Ю. А. Кочетков, А. Г. Тимохин и О. Н. Балан. Способ изготовления бетонных изделий.

№ 808488. А. А. Лях, В. И. Голиков, А. А. Лях и др. КИСИ. Термоформа для изготовления железобетонных лотков.

№ 808573. В. М. Трехбратский, А. М. Звенигородский, М. В. Барский и др. Укроргтехстрой. Устройство для укладки бетонных смесей.

№ 808574. В. П. Устинов, Б. В. Пыринов и А. В. Зенин. Новосибирский ин-т инженеров железнодорожного транспорта. Железобетонное решетчатое пролетное строение моста с ездой по низу.