

ISSN 0005-9889

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

12

1987



Вузовские разработки — в производство

На выставке научно-технического творчества молодежи, организованной на ВДНХ СССР, широко экспонировались различные материалы, изделия, новые технологические процессы, разработанные студентами московских вузов.

Учитывая необходимость утилизации все возрастающих объемов отходов промышленности и, в частности, побочных продуктов электроэнергетики, большой интерес представляют предложенные в МИСИ им. В. В. Куйбышева искусственные безобжиговые заполнители, бетоны и изделия на их основе. Такие заполнители получают из различных материалов: золь ТЭС, зол-шлаковых смесей, мелких и барханных песков, суглинков, трепела, пиритных огарков и др. с небольшим количеством минерального вяжущего вещества (цемента, извести, ГЦПВ). На производство безобжигового гравия в отличие от искусственных обжиговых заполнителей требуются существенно меньшие (в 3...5 раз) энергозатраты, а их сырьевая база значительно шире и представлена различными видами промышленных отходов и природного сырья.

Безобжиговые заполнители изготовляют путем грануляции или пластического формования предварительно увлажненной сырьевой смеси, получаемой совместным измельчением в шаровой мельнице основного сырьевого компонента (80...90%) и небольшого количества вяжущего вещества (10...20%) с последующим гидратационным твердением сырьевых гранул в естественных условиях. Для ускорения твердения сырьевых гранул можно подвергнуть кратковременной тепловой обработке (сушке или пропариванию) до набора заполнителем прочности 0,8...1 МПа, что достаточно для предотвращения разрушения гравия в процессе приготовления бетонной смеси. С этой же целью в состав сырьевой смеси вводят различные химические добавки (CaCl₂, NH₄X и др.) или используют быстротвердеющие вяжущие. Дальнейшее твердение заполнителя происходит совместно с растворной составляющей бетона.

Искусственный безобжиговый гравий характеризуется прочностью 2...8 МПа в зависимости от вида и содержания тонкозернистого материала и вяжущего, технологии изготовления заполнителя. Насыпная плотность такого гравия находится в пределах 800...1100 кг/м³.

Получен также облегченный безобжиговый гравий сложной структуры с малопрочным ядром и более прочной оболочкой. Насыпная плотность облегченного гравия составляет 200...500 кг/м³, а прочность колеблется от 0,5 до 1,5 МПа.

Вследствие того что химико-минералогические составы заполнителя и растворной части бетона сходны и процессы гидратации в них протекают одновременно, бетоны на безобжиговом гравии характеризуются высокой плотностью растворной части и улучшенной контактной зоной, что способствует увеличению однородности, прочности и морозостойкости бетона. Бетоны на безобжиговых заполнителях обладают более высокой (на 10...30%) прочностью по сравнению с бетонами на равнопрочном керамзите и выдерживают 100...200 циклов попеременного замораживания и оттаивания.

Бетоны на основе искусственного безобжигового гравия используются для изготовления ограждающих и несущих железобетонных конструкций с обычным и предварительно напряженным армированием. Для изготовления несущих конструкций используется бетон марок М150...М500 средней

плотностью 1800...2100 кг/м³ при расходе цемента до 550 кг/м³. Применение добавок-суперпластификаторов позволяет получать бетоны высоких марок (М400...М500) при умеренных расходах цемента (350...450 кг/м³). Для изготовления ограждающих конструкций используются бетоны на основе облегченного гравия, а также бетоны с поризованной частью марок М50...М100 средней плотностью 700...1000 кг/м³.

Производство двух видов безобжиговых заполнителей (зольного и суглинисто-зольного) осуществлялось: зольного гравия — методом грануляции на опытно-промышленной установке Энерготехпрома на Дзержинском КПП Московской обл., суглинисто-зольного гравия — методом пластического формования на заводе «Керамзит» в Ярославле. Себестоимость безобжигового гравия составляет 4...8 р.

Железобетонные изгибаемые элементы на основе указанных заполнителей успешно прошли испытания на несущую способность.

Внимание посетителей выставки привлекли также декоративные бетонополимеры, имитирующие природный камень. Эти весьма привлекательные по внешнему виду материалы предназначены для отделки зданий и сооружений, а также используются при создании художественно-декоративных, скульптурных и монументальных произведений.

Для получения декоративных бетонополимеров используются следующие сырьевые материалы: щебень и песок из имитируемой породы; белые, цветные и обычные портланд-цементы; минеральные пигменты, синтетические мономеры и олигомеры. Сырьем для получения щебня и песка служат отходы камнедобывающей и камнеобрабатывающей промышленности.

Технология производства изделий из декоративных бетонополимеров предусматривает приготовление декоративной бетонной смеси, включающей заполнитель, цемент, воду и пигмент (при необходимости сближения цветовых характеристик цементного камня и заполнителя). Затем производят формование изделий, осуществляют их твердение, сушку до требуемой остаточной влажности и пропитку на заданную глубину полимеризующими составами. После отверждения последних в поровом пространстве бетона выполняют механическую обработку лицевой поверхности изделия для придания ей требуемой фактуры.

Техническая характеристика декоративных бетонополимеров: средняя плотность — 2100...2400 кг/м³, прочность при сжатии — 100...150 МПа, морозостойкость — более 2000 циклов, водопоглощение по м — 0,5...1,2%.

Имея блеклые окраски, они обладают яркими цветовыми характеристиками и выдерживают значительные нагрузки. Декоративные бетонополимеры отличаются возможностью получения изделий различных размеров и конструкций, что позволяет избежать значительного снижения производительности и качества изделий при их производстве.

Первые изделия изготовлены из декоративных бетонополимеров по разработанной технологии, были использованы при строительстве мемориального комплекса в Ростове-на-Дону. Экономический эффект от применения таких изделий взамен природного камня составляет 11 р/м² и достигается за счет экономии из стоимости материалов.

Содержание

Трибуна соревнующихся	
Развивая коллективный подряд	2
Экономия ресурсов	
<i>Бердов Г. И., Аронов Б. Л., Линник С. И.</i> Метод прогнозирования активности цемента и класса бетона	4
Вопросы качества	
<i>Гулунов В. В., Крамарь В. Г., Мочалов В. Г.</i> Повышение качества многопустотных панелей перекрытий	5
Конструкции	
<i>Хакимов Ш. А., Ходак Л. Е.</i> Оптимальные параметры систем сейсмостойких общественных зданий	7
Бетоны	
<i>Арифджанов М.</i> Прочностные и деформативные свойства напрягающего бетона	10
Заводское производство	
<i>Заседателей И. Б., Шифрин С. А., Малороев М. М.</i> Теплотехнические основы организации трехсменной работы гелиополигонов	12
В помощь проектировщику	
<i>Крылов С. М., Беспяев А. А., Тастанбеков А. Т.</i> Прочность неразрезных балок при импульсивном динамическом нагружении	14
<i>Клевцов В. А., Пирожков Г. И., Назаренко П. П., Матвеев К. М.</i> Расчет опорных узлов ферм на образование трещин и прочность	15
<i>Мулин Н. М.</i> Упрощение метода расчета на выносливость стержневой арматуры	18
<i>Маилян Л. Р.</i> Расчет статически неопределимых балок при невыполнении предпосылок метода предельного равновесия	20
Теория	
<i>Касаев Д. Х.</i> Прочность элементов прямоугольного сечения при кручении	23
В порядке обсуждения	
<i>Мрачковский Л. И.</i> О необходимости снижения нагрузок при расчете колонн многоэтажных промзданий	24
Нам пишут	
<i>Любезнов А. В.</i> Организация ремонтной службы и совершенствование оборудования на заводах ЖБИ	25
На ВДНХ СССР	
<i>Нагорняк И. Н., Дробященко И. М.</i> Кружный резерв экономии ресурсов	26
Библиография	
<i>Дзенис В. В.</i> Полезная книга	27
Содержание журнала «Бетон и железобетон» за 1987 г.	28



РАЗВИВАЯ КОЛЛЕКТИВНЫЙ ПОДРЯД

Июньский (1987 г.) Пленум ЦК КПСС наметил конкретные пути перестройки в важнейшей общественной сфере — экономике. В реализации курса на ускорение социально-экономического развития страны огромная роль принадлежит капитальному строительству. Перестройка работы строительного комплекса положительно сказывается на производственных и экономических показателях. Это подтверждают своими производственными достижениями передовые подразделения тех трестов, в которых полным ходом идет развитие коллективного подряда, укрепляются бригадные формы организации и стимулирования труда.

При переводе промышленных предприятий на коллективный подряд большую методическую и практическую помощь оказывают работники нормативно-исследовательских станций. Так, специалисты НИС Главтюменьстроя при переводе заводов на коллективный подряд разработали укрупненные комплексные нормы на 50 видов работ. Это позволило определить норматив затрат труда и заработной платы на 1 р. сметной стоимости готовой продукции.

В Главтюменьстрое большое внимание уделяется укрупнению бригад, что в условиях коллективного подряда имеет определенное значение. Так, на заводе керамзитового гравия треста Стройиндустрия этого главка в состав укрупненных цеховых бригад включили инженерно-технических работников, при помощи которых осуществляется контроль за соблюдением технологии производства. Стимулирование труда инженерно-технических работников ведется по конечным результатам работы всей бригады.

По пути укрупнения бригад пошли труженики завода ЖБИ треста Новотроицкметаллургстрой. В результате здесь заметно возросла выработка на одного работающего, снизились затраты труда. Высоких результатов добились труженики цеха железобетонных конструкций завода. Так, в первом квартале 1987 г. выпущено более 5,13 тыс. м³ сборного железобетона, перевыполнено плановое задание по товарной продукции и по росту производительности труда. Последнее выполнено на 105,6%. Заводчане обязались к концу года выпустить сверх плана 100 м³ сборного железобетона, от внедрения рационализаторских предложений получить экономический эффект на сумму 8 тыс. р., сэкономить 10 т металла.

Больших производственных успехов в юбилейном году добились бригады формовщиков цеха железобетонных конструкций С. Б. Гарькова и Н. В. Максимова. Эти бригады обязались выполнить план двух лет двенадцатой пятилетки к 7 ноября 1987 г. Работая в напряженном ритме, формовщики ежемесячно выполняют плановое задание на 110...112%.

Широкая программа работ на двенадцатую пятилетку у всех подразделений ордена Октябрьской революции треста Новотроицкметаллургстрой. Уже полгода трест работает в условиях коллективного подряда. За это время проявились все преимущества прогрессивного метода, выявились отдельные недостатки. Так, на новый метод в последнюю очередь перешел коллектив завода ЖБИ.

Труженики треста обязались в юбилейном году ввести в эксплуатацию коксую батарею, овощехранилище, растворный узел на заводе ЖБИ, не менее 24 тыс. м² полезной площади жилых домов.

Для того чтобы обеспечить ритмичное снабжение строительных потоков железобетонными конструкциями и изде-

лиями на заводе ЖБИ, необходимо уже в 1988 г. осуществить реконструкцию собственной производственной базы, модернизировать оборудование, добиться резкого повышения качества продукции. Следует отметить, что на заводе отработана система приемки и сдачи продукции. Однако не организован входной контроль ряда строительных материалов. Имеются серьезные недостатки в деятельности технологической службы, при складировании готовой продукции. В настоящее время заводчане уделяют много внимания организации комплексной системы управления качеством продукции. Для этого укрепляются технологическая служба и ОТК, предусмотрена организация заводской лаборатории.

С переходом на коллективный подряд улучшили показатели многие подразделения пермского треста КПД им. 60-летия СССР. Большое внимание здесь уделяют совершенствованию нового прогрессивного метода с одновременным укреплением бригадных форм организации и стимулирования труда.

В этом тресте осуществили реконструкцию завода КПД, что позволило упорядочить графики поставок железобетонных конструкций и изделий на строительные площадки. Для получения наибольшего эффекта от внедрения коллективного подряда в тресте идут по пути перехода всех подразделений на безарядную систему оплаты труда, широкого распространения сквозного бригадного подряда.

По действующему в тресте положению фонд заработной платы треста и его подразделений определяется по утвержденным нормативам, а гарантированный заработок определяется суммой зарплат рабочих по калькуляциям. Так как оплата труда рабочих в данном случае не увязана с нормативом заработной платы строительной организации, то возможно превышение гарантированного заработка над фондом заработной платы. Так и получилось в апреле в СМУ-3, причем такое превышение гарантированного заработка может быть и при выполнении плана строительно-монтажных работ.

Основная идея коллективного подряда — безарядная оплата по результатам труда, при которой утвержденный сверху норматив заработной платы определяет величину фонда заработной платы, автоматически превращающегося в сумму заработной платы, распределяемую между членами коллектива по КТУ. При этом гарантированный заработок равен тарифной ставке или нижней вилке должностного оклада и в сумме составляет 50...60% фонда заработной платы. Коллективный фонд составляет 40...50% фонда заработной платы и обеспечивает заинтересованность коллектива в улучшении результатов труда.

В тресте считают, что бригадные нормативы целесообразно устанавливать для специализированных коллективов. Для комплексных бригад, выполняющих работы разной трудоемкости, необходимо устанавливать нормативы по видам работ. Принципы расчета этих нормативов те же, что и для бригад.

Следует отметить, что установленные нормативы заработной платы не должны пересматриваться в зависимости от применяемых механизмов и методов работы, что создает напрямую заинтересованность в накоплении научно-технического потенциала.

Необходимым условием коллективного подряда является оплата труда инженерно-технических работников и служащих в зависимости от результатов их труда. Величина фонда заработной платы в каждом подразделении определяется нор-

мативом их заработной платы. Если фонд больше суммы гарантированного фонда оплаты труда, определяемого нижнейвилкой должностных окладов, то образуется коллективный фонд инженерно-технических работников, который независимо от других показателей работы должен распределяться между инженерно-техническими работниками пропорционально установленному им КТУ, но не более 50% должностного оклада.

При такой безарядной оплате труда не вызывает затруднений включить в состав бригад инженерно-технических работников и рабочих-повременщиков. Для этого достаточно причисляющийся им фонд заработной платы включить в фонд бригады и соответственно пересчитать нормативы заработной платы инженерно-технических работников и бригады.

Такая система оплаты труда значительно облегчает переход на новые тарифные ставки и должностные оклады. Расчеты показывают, что на новые тарифные ставки и должностные оклады можно перейти уже через 2...3 мес. после внедрения безарядной оплаты труда.

В первом квартале 1987 г. в тресте заключены договоры на сквозной поточный бригадный подряд по вводу в эксплуатацию одиннадцати жилых домов. Десять домов сданы досрочно. Из них шесть сданы при экономии плановых затрат на 39,3 тыс. р. Эта экономия достигнута за счет снижения трудовых затрат.

Как показывает практика работы пермского треста КПД им. 60-летия СССР, бригады, их руководители и линейный персонал строительной стали относиться к планируемому им затратам на строительство домов по сквозному подряду. В коллективах бригад тщательно просматривают запланированное количество машин и механизмов, учатся вести учет фактических затрат от их использования.

Значительной экономии от снижения плановых затрат достигли коллективы СМУ-1, СМУ-5. Так, коллектив СМУ-1 два жилых дома сдал со снижением плановых затрат на сумму 4,9 тыс. р., а коллектив СМУ-5 завершил монтажные работы на всех шести домах с уменьшением плановых затрат на 15,9 тыс. р.

В связи с переходом треста на коллективный подряд переработаны документы, направленные на дальнейшее развитие сквозного поточного бригадного подряда и стимулирования за полученные результаты. Утверждено временное положение на строительство объектов треста методом сквозного бригадного подряда с участием субподрядных организаций.

В ускорении научно-технического прогресса немалая роль принадлежит творчеству изобретателей и рационализаторов. Важнейшим рычагом в организации технического творчества, роста его массовости и эффективности в тресте является социалистическое соревнование новаторов. Так, если в 1986 г. план первого квартала по рационализации в тресте выполнен только на 93%, то в 1987 г. за этот же период план по экономии от рационализации выполнен на 102,2%. Число рационализаторов повысилось на 16 человек.

По итогам первого полугодия 1987 г. рационализаторы завода КПД перевыполнили социалистические обязательства по общей сумме экономического эффекта на 5 тыс. р. В целом по тресту с начала двенадцатой пятилетки внедрено 172 рационализаторских предложения с экономическим эффектом на сумму 728 тыс. р. В результате трудовые затраты в тресте за этот период снизились на 3 тыс. чел.-дней, сэкономлено 1,5 тыс. м³ сборного железобетона.

Среди лучших рационализаторов треста Е. С. Аленичева, В. М. Гущина, А. В. Герасимов и др. По результатам социалистического соревнования в честь 70-летия Великого Октября за первое полугодие лидерами на заводе КПД треста стали цех № 5 (начальник М. А. Павлов), бригада формовщиков Б. Л. Артюшевой из цеха № 4 (выработка в бригаде на одного работающего составила 1,86 м³ сборного железобетона в смену), бригада дозировщиков из бетоносмесительного цеха В. М. Умрихина, смена мастера В. И. Козина из транспортно-сырьевого цеха, бригада слесарей из цеха № 4 А. Г. Ефремова.

Радикальная реформа хозяйственного механизма, намеченная XXVII съездом партии, развитая последующими Пленумами ЦК КПСС, затронула все стороны жизни страны. В усилении поступательного развития народного хозяйства, надежной работы всех его отраслей особое значение приобретает предстоящий — третий год пятилетки, в котором необходимо сконцентрировать энергию всех и каждого для воплощения в реальность планов экономического и социального развития. Именно с таких позиций и обсуждали депу-

таты программу на ближайшее будущее на восьмой сессии Верховного Совета СССР одиннадцатого созыва.

Большую программу работ на ближайшую перспективу наметили подразделения ордена Ленина и ордена Октябрьской революции треста Магнитострой. В 1989 г. намечено ввести в эксплуатацию первую очередь кислородно-конвертерного цеха, в 1990 г. закончить строительство первой очереди прокатного стана «2000», ввести в эксплуатацию за годы двенадцатой пятилетки не менее 900 тыс. м² общей площади жилых домов. Общий объем строительно-монтажных работ по тресту на двенадцатую пятилетку намечен в объеме около 760 млн. р.

Коллективы треста, встав с начала года на трудовую ударную вахту по достойной встрече 70-летия Великого Октября, успешно завершили второго года пятилетки, в полной мере используя все преимущества коллективного подряда. За пять месяцев 1987 г. тружениками треста выполнен объем строительно-монтажных работ на сумму 62,4 млн. р. при плане 54,2 млн. р., рост к уровню прошлого года составил 27,9%.

Опыт организации социалистического соревнования, накопленный магнитостроевцами в первом полугодии, свидетельствует о качественных изменениях в характере трудового соперничества и его возросших возможностях. Это, в первую очередь, связано с ростом производительности труда во всех подразделениях треста, с повсеместным переходом заводов ЖБИ, КПД и строительных управлений на коллективный подряд.

Одним из важных направлений в деле накопления научно-технического потенциала является техническое перевооружение предприятий строительной индустрии. Несколько лет назад на такой путь развития и стали магнитостроевские строители. Благодаря этому, а также совершенствованию организации и оплаты труда на заводах сборного железобетона и в монтажных потоках на полгоду раньше нормативного срока смонтирована крупнейшая коксовая батарея с установкой сухого тушения кокса. На сооружении этого важного народного хозяйственного объекта исключительную слаженность в работе показали коллективы управлений треста Земстрой, СУ-6 и СУ-1.

Главные объекты треста Магнитострой на 1987 г. — это кислородно-конвертерный цех и стан «2000» на Магнитогорском металлургическом комбинате. На этих объектах запланировано освоить за год около 90 млн. р.

Вопросы повышения эффективности строительно-монтажных работ и деятельности промышленных предприятий в тресте решают комплексно. Напряженность социалистических обязательств коллективов треста характеризуется полнотой учета в них резервов производства и передовых методов труда, мероприятиями по реконструкции и обновлению действующего производства. Так, запланировано ввести новые мощности на заводе КПД, построить ремонтные помещения управления механизации, реконструировать энергохозяйство заводов сборного железобетона. Реконструкция промышленных предприятий треста позволит не только усовершенствовать технологические процессы, но и существенно повысить качество продукции, культуру производства.

Передовые коллективы треста выступили в начале года с инициативой выполнить план двух лет двенадцатой пятилетки к знаменательной дате. Среди инициаторов социалистического соревнования в честь юбилея Октября передовики и новаторы производства — бригады плотников-бетонщиков В. А. Усова, З. А. Яппарова, А. И. Рыжкова и др.

Среди бригад, добивающихся значительных результатов, бригады В. П. Кондакова из управления Оргжилстрой, А. Ф. Верзакова и И. И. Исакова из управления Жилстрой, Л. И. Максимовой и Н. В. Бускунова из управления Отделстрой-2.

Лидерами в социалистическом соревновании неоднократно признавались коллективы бригад монтажников В. И. Денисова из СУ-4, трубоукладчиков В. П. Кондакова, плотников-бетонщиков А. П. Ефремова.

Работа треста Магнитострой в новых экономических условиях побудила партийную организацию и администрацию во многом пересмотреть взгляды на подбор и расстановку кадров, полнее учитывать при выдвижении на командные посты человеческий фактор. Партийная организация треста всей своей практикой, отношением к делу доказывает — процесс позитивных преобразований необратим, и для его ускорения необходимо повысить отдачу каждого на своем рабочем месте.

Г. И. БЕРДОВ, д-р техн. наук, проф., Б. Л. АРОНОВ, инж.,
С. И. ЛИННИК, канд. техн. наук (Новосибирский инженерно-строительный ин-т)

Метод прогнозирования активности цемента и класса бетона

Для эффективного использования цемента необходима оперативная и достоверная информация об ожидаемой прочности цементного камня. Цементы одного вида, например портландцементы, различных заводов-изготовителей, отличаются минералогическим составом клинкера, тонкостью помола, дефектностью структуры клинкерных минералов, состоянием поверхности частиц и другими характеристиками. Эти факторы влияют на процесс твердения бетона и затрудняют оценку качества цемента.

Для прогнозирования и регулирования прочности бетона с заданными свойствами необходимо знать фактическую активность цемента и режимы тепловлажностной обработки.

В Новосибирском инженерно-строительном институте разработан метод прогнозирования прочности цементного камня «Прогноз», позволяющий получать объективные данные о свойствах цементных материалов за 10..25 мин. Метод принципиально отличается от используемых в настоящее время по физико-химической сущности. Основу прогнозирования составляет исследование взаимодействия цемента с водой на начальных стадиях гидратации, определение характеристик этого взаимодействия и установление их корреляционной связи с прочностью цементных материалов.

В работе [1] рассмотрены параметры, которые могут при введении градуировочной функции характеризовать активность цемента. Из различных показателей достаточно тесно с ней связана лишь удельная поверхность; в этом случае коэффициент корреляции, как показало изучение 80 партий цемента, составляет 0,8. Анализ математических моделей прочности цементного камня и влияющих на нее факторов [1..3] показал, что при прогнозировании прочности цементных материалов важен химический и минералогический состав цемента, прежде всего содержание в нем C_3S , дисперсность цемента, нормальная густота цементного теста. При разработке методов прогнозирования необходима комплексная, сум-

марная оценка действия этих факторов за короткое время в исходном состоянии или непосредственно после контакта цемента с водой.

Первым актом взаимодействия цемента с водой затворения является адсорбция молекул воды на поверхности частиц цемента. Толщина образующихся в цементном тесте водных пленок при его нормальной густоте достаточно мала. Так, при $V/C=0,3$ и удельной поверхности цемента, равной $3000 \text{ см}^2/\text{г}$, средняя толщина водных пленок на поверхности твердой фазы составляет 1 мкм. Так как фактическая удельная поверхность цемента, определенная, например, по адсорбции азота, значительно выше, а значения нормальной густоты обычно ниже 30%, средняя толщина пленок воды в цементном тесте нормальной густоты в действительности меньше. Вода, находящаяся в тонких пленках на поверхности твердых тел, по плотности, температуре замерзания, диэлектрической проницаемости и т. д. отличается от свободной объемной воды. Кроме того, свойства пленочной воды зависят от толщины образованных слоев и природы адсорбента.

Силы, исходящие от поверхности твердого тела, жестко связывают дипольные молекулы воды, ориентируя их перпендикулярно к поверхности. При комнатной температуре энергия теплового движения молекул воды приблизительно в 25 раз ниже их энергии в адсорбционном поле, исходящем от поверхности твердого тела. При нагревании возрастает энергия теплового движения адсорбированных молекул воды. При температуре 50..55°C она достаточна для нарушения структуры пленочной воды, свойства которой становятся такими же, как у объемной. Оценивая свойства пленочной (адсорбированной) и объемной (десорбированной) воды, можно получить важную информацию о свойствах цемента. Более активные цементы прочнее удерживают воду и различие в ее свойствах у них значительно, чем у менее активных.

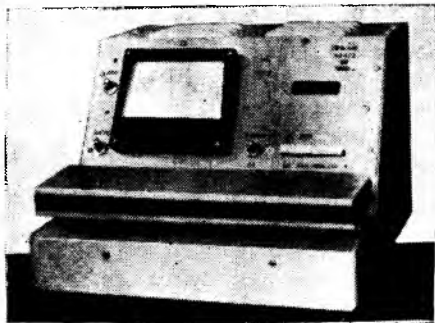
Адсорбционная способность цемента определяется тем же комплексом факторов, что и механическая прочность це-

ментного камня R . Это позволяет использовать ее при прогнозировании прочности [4]. Однако непосредственное измерение адсорбционной способности цемента затруднительно.

Диэлектрические и физические характеристики цементного теста (электрическая емкость, тангенс угла диэлектрических потерь, проводимость, водоудерживающая способность, скорость распространения ультразвука и др.) зависят от факторов, определяющих адсорбционную способность цемента и влияющих на формирование прочности цементного камня. Измерение электрофизических свойств не представляет трудности, поэтому их можно использовать в качестве косвенных характеристик прочности (КХП) цементного камня. Так как прочность бетона правильно подобранного состава лимитируется прочностью цементного камня, то, зная режим тепловлажностной обработки и срок твердения, можно прогнозировать марку раствора и класс бетона.

Метод «Прогноз» реализуется следующим образом. Предварительно проводят градуировочные испытания по ГОСТ 310.4–81 для цементов, ГОСТ 5802–78 для растворов или ГОСТ 10180–78 для бетонов и по методу «Прогноз». Градуировочная зависимость устанавливается в виде графика в осях «прочность по ГОСТ — коэффициент прогнозирования прочности» или в виде уравнения регрессии.

При рабочих испытаниях цементное тесто нормальной густоты, раствор или бетонную смесь производственного состава помещают в измерительную ячейку из диэлектрика. Конструкция ячейки может быть различной и зависит от определяемой косвенной характеристики прочности. Измеряется начальное значение при 30°C ($KХП_{30}$), т. е. ниже температуры десорбции воды, когда она находится в пленочном состоянии. Затем испытываемую пробу цементного материала резистивно разогревают электрическим током. Вторично значение косвенной характеристики прочности измеряют при 70°C ($KХП_{70}$), когда вода находится преимущественно в



объемном состоянии. Вычисляется коэффициент прогнозирования прочности $K_{п.п.}$:

$$K_{п.п.} = KХП_{30} (KХП_{70} - KХП_{30}), \quad (1)$$

который находится в корреляционной связи с искомой прочностью.

Общий характер адсорбционных законов взаимодействия в системе «твердое тело — жидкость», частным случаем которого является система «цемент—вода», предопределяет универсальность корреляционной связи. Это позволяет получить градуировочный график для экспрессного определения активности цемента, для прогнозирования марки раствора и класса бетона в зависимости от возраста и условий твердения. Каждый потребитель может установить такие зависимости самостоятельно или использовать стандартные графики.

Метод «Прогноз» прост в исполнении, не требует сложного оборудования и дефицитных материалов. Его можно внед-

рять в упрощенных вариантах и с помощью серийно выпускаемых измерительных приборов «Прогноз» — 1/3ц (см. рисунок). Метод внедрен на нескольких предприятиях стройиндустрии различных регионов страны. В таблице приведены результаты прогнозирования активности цемента по данным Новгородского ДСК и Ростокинского завода ЖБК (Москва).

Для цементов Ростокинского завода ЖБК коэффициент эффективности составит 56,375, коэффициент корреляции 0,875, расчетный критерий Фишера 187,7, для цементов Новгородского ДСК соответственно 21,324; 0,908; 108,3. Табличное значение критерия Фишера $F_{0,95} = 2,03$.

Получение оперативной объективной информации о фактической активности цемента позволяет регулировать технологические процессы изготовления железобетонных изделий. Если фактическая активность цемента превышает марочную, возможна его экономия, составляющая по расчетам и опыту внедрения до 8% массы используемого цемента. Если же фактическая активность ниже марочной (лежалый, загрязненный цемент, ошибочное назначение марки), своевременная корректировка состава бетона позволяет предотвратить брак изделий по недобору прочности и сократить простои форм перед распалубкой. Метод можно использовать в АСУ технологическим процессом изготовления изделий. Экономическая эффективность прогнозирования прочности составляет 1 р. на 1 т цемента, или

Предприятие	Цемент	Активность цемента, кг/см ²		
		по ЦНИПС	по ГОСТ 310.4-81	по методу «Прогноз»
Ростокинский з-д ЖБК	Белгородский ПЦ 400	40,6	—	38,4
		39,3	—	39,4
	Старо-Оскольский ПЦ 400	34,7	—	34,3
		39,7	—	37,6
Новгородский ДСК	Пикалевский ПЦ 400	34,9	38,6	36,1
		48,2	44,3	47,7
		—	37,5	40,1

0,32 р. на 1 м³ бетона. Выпущено «Руководство по прогнозированию активности цемента, марки раствора и бетона по методу «Прогноз», которое можно заказать по адресу: 630008, Новосибирск, ул. Ленинградская, 113, НИСИ.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Берхоер И. Д., Сорин И. И., Тимашев В. В. Минералогический состав клинкера и его активность // Тр. ВНИИ цементной промышленности. — 1977. — Вып. 34. — С. 48—69.
2. Шен В. И., Кривущенко В. А. Теоретический расчет активности цемента // Шестой междунар. конгр. по химии цемента. — М.: Стройиздат, 1976. Т. II. — Кн. 2. — С. 204—206.
3. Егоров Г. Б. Многомерное исследование свойств цемента // Шестой междунар. конгр. по химии цемента. — М.: Стройиздат, 1976. — Т. II. — Кн. 2. — С. 201—204.
4. Бердов Г. И., Линник С. И. и др. Адсорбционные и ионнообменные процессы при взаимодействии вяжущих веществ с водой // Изв. Сиб. отд. АН СССР. Сер. хим. наук. — 1985. — Вып. 4. — № 11. — С. 82—86.

Вопросы качества

УДК 624.073

В. В. ГУЛУНОВ, инж. (ПО Челябинский завод ЖБИ-1 Главюзуралстрой);
В. Г. КРАМАРЬ, канд. техн. наук (НИИЖБ); В. Г. МОЧАЛОВ, инж. (Главюзуралстрой)

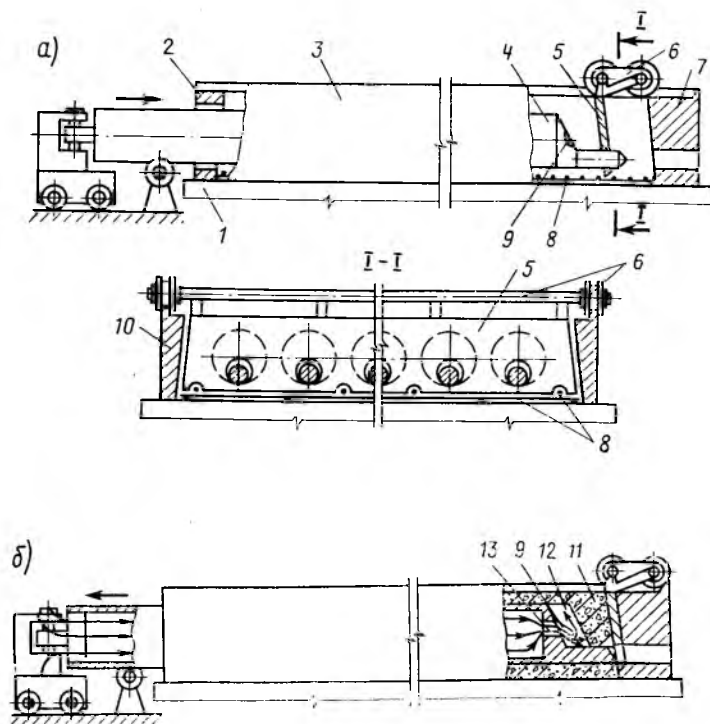
Повышение качества многопустотных панелей перекрытий

Исследования технологических факторов изготовления многопустотных панелей перекрытий и многолетний опыт эксплуатации оборудования, предназначенного для их формования, показали, что несовершенство оборудования и принятой технологии не обеспечивает необходимого качества изделий, соответствующего возросшим требованиям производства.

Значительные объемы производства многопустотных панелей перекрытий в нашей стране, составляющие около 18 млн. м³ в год, и тенденции к дальнейшему увеличению строительства жилья и объектов социально-культурного назначения в 1986—1990 гг. требуют реконструкции формовочного оборудования и совершенствования технологии для сни-

жения затрат ручного труда и доведения изделий до требуемого уровня качества.

Применяемое на заводах сборного железобетона формовочное оборудование имеет конструктивные недостатки, вызывающие консольный прогиб пустотообразователей под действием собственной массы при введении их в бортонастку. Пустотообразователи передней частью укла-



Заведение пустообразователей в форму (а) и его извлечение (б)

1 — поддон; 2 — передний борт; 3 — бортобнастка; 4 — пустообразователь; 5 — дополнительный торцовый борт; 6 — каретка; 7 — задний борт; 8 — арматурные изделия; 9 — клапан; 10 — продольный борт; 11 — железобетонное изделие; 12 — полость; 13 — отверстие

двигают на поддон, продвигаясь к заднему торцовому борту, они повреждают зеркало поддона и арматурные изделия (нижнюю пролетную и опорную сетки), смещая их от проектного положения. При этом ухудшаются условия анкеровки напрягаемой арматуры на концевых участках панелей. Потолочная поверхность изделий в местах прилегания к поврежденным участкам зеркала поддона имеет наплывы бетона.

Извлечение пустообразователей из отформованного изделия сопровождается появлением на его поверхности со стороны торца с уменьшенными пустотами поперечных трещин с шириной раскрытия до 1,0...1,5 мм, в этом же торце происходит утяжка бетона (отрыв от торцевой бортобнастки) на 10...12 мм.

Как показали исследования*, это является следствием трения пустообразователей по периметру образованной ими поверхности пустот и возникновения в полостях между лобовой поверхностью пустообразователей и отформованной бетонной поверхностью в момент сдвига вакуума, достигающего 10...12 кПа, т. е. примерно в 10 раз ниже атмосферного давления. Выравнивание давления в образующихся полостях с атмосферным

происходит при поступлении воздуха в образовавшиеся трещины и разрывы на поверхности изделий.

Влияние трения, однако, незначительно и практически исключается, если извлекать пустообразователи при затухающей вибрации или немедленно после ее окончания.

Исследования, выполненные в НИИЖБ, показали, что прочность наклонного сечения панелей со стороны торца с уменьшенным диаметром пустот в среднем на 18% ниже, чем прочность такого же сечения с диаметром пустот 159 мм. Это объясняется, по-видимому, нарушением контакта напрягаемой арматуры с отформованным бетоном из-за утяжки бетона при извлечении пустообразователей.

Работа формовочного оборудования характеризуется повышенными нагрузками на пустообразователи в зоне переднего борта оснастки из-за консольного их прогиба и последующего подъема в отверстия заднего борта. Изгибающий момент в сечении пустообразователя достигает при этом 4,5...5 кН·м. По данным Челябинского завода ЖБИ-1 потери активных пустообразователей от изломов в зоне переднего борта достигают 280...290 шт. в год.

Исключить неблагоприятные технологические факторы изготовления, снижающие качество формуемых изделий и долговечность оборудования, можно с помощью новой формовочной установки

(см. рисунок). Установка имеет дополнительный элемент — каретку, установленную на продольных бортах, которая может перемещаться над поддоном вдоль бортобнастки. Каретка снабжена дополнительным торцовым бортом, имеющим отверстия, диаметр и оси которых совпадают с отверстиями в заднем борту. Пустообразователи установки выполнены в лобовой части со сквозным отверстием, которое для исключения попадания частиц бетона внутрь закрывается клапаном из листовой резины, закрепленным в верхней части отверстия.

Установка работает следующим образом. Подготовленный поддон перемещают на пост формирования, устанавливают и фиксируют на нем бортобнастку. Каретка находится при этом в исходном положении — в передней ее части. Затем в отверстия переднего борта вводят пустообразователи, концы которых попадают в отверстия дополнительного торцового борта и, опираясь на образованные этими отверстиями поверхности, перемещают каретку вдоль бортобнастки.

Таким образом, каретка перемещается вместе с пустообразователями над поддоном с постояннымзором, обеспечивая целостность арматурных изделий и зеркала поддона. Перемещение каретки заканчивается после того, как концы пустообразователей входят в отверстия заднего борта и прижимают к нему дополнительный торцовый борт. Затем производят укладку бетона и формование изделия, после чего пустообразователи извлекают (см. рисунок). В момент сдвига в полостях, образующихся между лобовой поверхностью пустообразователей и отформованной поверхностью бетона, возникает разряжение. При этом воздух, поступающий сквозь заднее отверстие пустообразователей, выходит через отверстия в лобовой их части в образовавшиеся полости, отжимая клапаны. Так происходит выравнивание давления в полостях с атмосферным и исключаются разрывы и волочение бетона за пустообразователями. После извлечения последних бортобнастку поднимают, а каретку с дополнительным торцовым бортом перегоняют в исходное положение к переднему борту.

Дополнительное опирание пустообразователей при введении в бортобнастку на элемент каретки изменяет статическую схему их работы, исключает возникновение изгибающего момента в их сечении в зоне переднего борта.

Применение предлагаемого технического решения на Челябинском заводе ЖБИ-1 позволило улучшить качество формуемых изделий и повысить долговечность формовочного оборудования. По усовершенствованной технологии изготовлено 12 тыс. м³ панелей.

* Крамарь В. Г., Залесов А. С. и др. Исследование работы многопустотных предварительно напряженных панелей по наклонным сечениям // Предварительно напряженные железобетонные конструкции зданий и сооружений. — М.: НИИЖБ, 1981. — С. 3—19.

УДК 69.057.12-413:725/727

Ш. А. ХАКИМОВ, Л. Е. ХОДАК, кандидаты техн. наук (ТашЗНИИЭП)

Оптимальные параметры систем сейсмостойких общественных зданий

Проектирование крупнопанельных общественных зданий для сейсмических районов страны имеет свои особенности. В отличие от крупнопанельных жилых в зданиях общественного назначения используется большое число шагов стен (6, 9 и 12 м) и пролетов перекрытий (3; 3,6; 6; 7,2; 9; 12 м). В зависимости от типов зданий существенно изменяется полезная нагрузка на перекрытия.

Эти особенности, а также большое разнообразие типов, объемно-планировочных и конструктивных решений вызвали необходимость разработки методических указаний по проектированию крупнопанельных зданий общественного назначения. Методические указания включены в состав Единого каталога индустриальных изделий, который построен на основе открытой системы типизации. Унифицированные изделия позволяют создавать типы зданий, различные по функциональному назначению, объемно-планировочным и архитектурным решениям.

Предусматривается последовательность взаимосвязанных этапов процесса проектирования. В зависимости от типа здания, его массы и вместимости в соответствии с действующими СНиП и нормами, а также с учетом модульных рядов типоразмеров основных изделий определяются его основные габариты и высота. Для определения расчетных усилий в несущих элементах и узлах их сопряжения выполняются расчеты зданий по выбранной конструктивной схеме на основные и особые сочетания нагрузок. По полученным расчетным усилиям из номенклатуры изделий Единого каталога подбирают конструкции элементов фундамента, наружных и внутренних продольных и поперечных стен, а также арматурных изделий. Элементы междуэтажных перекрытий и покрытий подбирают с учетом заданных расчетных нагрузок.

Поскольку сборные несущие изделия рассчитаны на средние уровни нагрузок, варьирование несущей способностью здания как конструктивной системой в зависимости от сейсмичности района выполняется за счет арматурных выпусков па-

нелей и рабочей арматуры, устанавливаемой в местах сопряжения стен.

Конструктивные схемы подразделяются на 6 основных типов (см. таблицу) с одной и двумя несущими внутренними продольными стенами и без них; для актовых и спортивных залов школ размерами в плане 12×24 м, высотой 1...2 этажа; для предприятий торговли и общественного питания со свободными от опор пространствами, репашными с использованием панелей-рам. Каждая схема предусматривает различные варианты здания с продольными несущими стенами, отличающиеся пролетами пере-

Тип системы	План стены	Разрез
I-I		
II-II		
III-III		
IV-IV		
V-V		
VI-VI		

крытый и шагами поперечных стен-диафрагм.

Существенное отличие от традиционных схем крупнопанельных жилых зданий состоит в увеличении пролетов перекрытий и шагов поперечных стен-диафрагм до 12 м, использовании в пределах конструктивной ячейки составного перекрытия, состоящего из нескольких типов многопустотных или других панелей, опертых по балочной схеме. Конструкция панели перекрытия показана на рис. 1, на рис. 2 приведены основные узлы опирания панелей перекрытия на внутренние и наружные стены.

При выборе основных типов конструкций и материалов ставилась задача экономии материальных и топливно-энергетических ресурсов, повышения заводской готовности изделий, технологичности изготовления и монтажа. Эффективным оказалось применение легкого бетона в элементах наружных стен и покрытия. Для всех прочих элементов крупнопанельных общественных зданий целесообразно использование тяжелого бетона определенной прочности.

В рассматриваемых вариантах конструктивных решений зданий панели наружных стен запроектированы разрезкой на этаж, длиной до 7,2 м. Продольные наружные стеновые панели несущие, поперечные — самонесущие. Выбор несущих стен в продольном направлении основан на возможности более свободной организации пространства и различных вариантах объемно-планировочных решений. Панели наружных стен — однослойные из керамзитобетона средней плотности 1100 кг/м³, толщиной 300 и 350 мм при классе бетона по прочности на сжатие В7,5. По краям панели имеют рифленую поверхность и свариваемые в процессе монтажа выпуски арматуры.

Внутренние стеновые панели запроектированы однослойными из тяжелого бетона толщиной 160 мм (рис. 3). В продольном направлении внутренние стеновые панели воспринимают нагрузку от вышележащих этажей и перекрытий, в поперечном — сейсмическую. По вертикальным краям имеют шпонки и свариваемые в процессе монтажа арматурные выпуски.

Горизонтальные стыки стен представляют собой замоноличиваемые при монтаже шпоночные соединения. Свариваемые выпуски арматуры панелей стен совместно с бетоном замоноличивания воспринимают горизонтальные и одновременно передают вертикальные сжимающие условия. Вертикальные стыки представляют собой замоноличиваемые при монтаже колодцы, образованные торцевыми рифлеными краями сопрягаемых наружных и внутренних стен. В колодцах

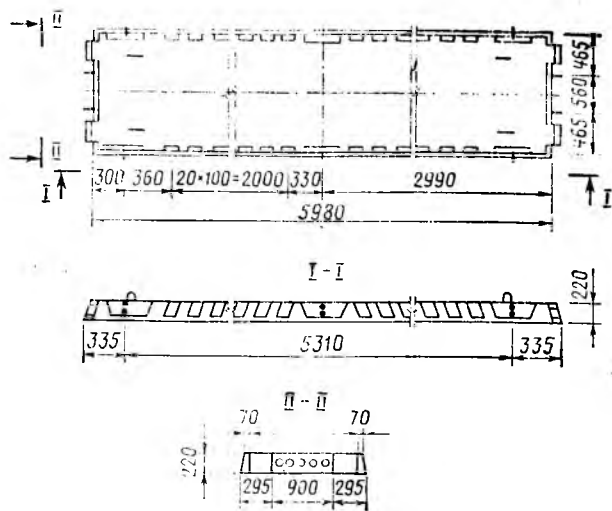


Рис. 1. Схема панели перекрытия

размещаются вертикальная рабочая арматура и свариваемые выпуски стеновых панелей.

Для оценки эффективности конструктивных систем крупнопанельных общественных зданий была разработана математическая модель, обеспечивающая следующие этапы процесса проектирования: формирование конструктивной схемы, статический и динамический расчеты, конструирование, определение расхода основных строительных материалов (бетона и стали), себестоимости строительно-монтажных работ, трудоемкости возведения, суммарных капитальных вложений в фонды производства, эксплуатационных и приведенных затрат.

Расчет конструктивных схем включал вычисление геометрических и жесткостных характеристик несущих элементов, матрицы единичных перемещений системы, массы этажа и нагрузок на перекрытия, динамических параметров, сейсмических нагрузок, внутренних усилий в несущих элементах и стыках, проверку их несущей способности и подбор арматуры. Логические операции предусматривали формирование схемы армирования и определяли общий расход металла на здание. Техничко-экономический анализ выполняли на основе укрупненных показателей.

На основании алгоритма и программы на ЭВМ расчетным методом оценивалось влияние отдельных параметров: типа конструктивной схемы, этажности, шага поперечных стен-диафрагм, шага несущих продольных стен на технико-экономические показатели крупнопанельных общественных зданий с одной и двумя несущими внутренними продольными стенами высотой от 2 до 9 этажей, предназначенных для строительства в IV климатическом районе при сейсмичности 7, 8 и 9 баллов (см. таблицу, схемы I, II).

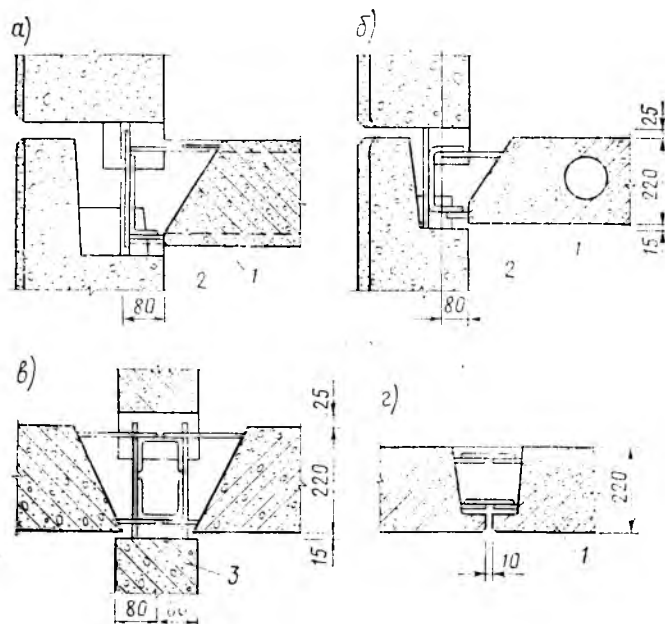


Рис. 2. Узлы сопряжения несущих конструкций а — панели перекрытия (по поперечной грани) с наружной стеновой панелью; б — панели перекрытия (по продольной грани) с наружной стеновой панелью; в — панели перекрытия с внутренней стеновой панелью; г — панели перекрытия; 2 и 3 — наружная и внутренняя стеновые панели

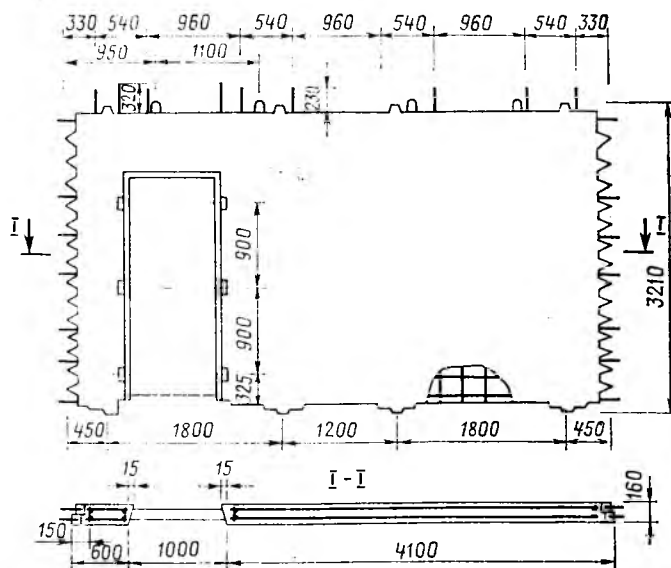


Рис. 3. Схема внутренней стеновой панели

В таблице приведена рекомендуемая высота зданий рассматриваемых конструктивных схем. Однако для технико-экономической оценки принимаемых технических решений диапазон высоты был расширен от 2 до 9 этажей.

Расчеты выполняли при нагрузках на перекрытия 30, 45, 60 и 80 МПа. Шаг поперечных стен-диафрагм принимался равным 6, 9 и 12 м, а шаг продольных несущих стен — 6; 7,2; 9 и 12 м. В крупнопанельных общественных зданиях с двумя внутренними продольными стенами расстояние между ними принималось равным 3 м.

Исходя из указанных предпосылок определялись приведенные затраты, трудоемкость возведения и расход металла на крупнопанельные общественные здания.

Исследования показали, что независимо от расчетной сейсмичности и типа конструктивной схемы минимум приведенных затрат приходится на 5-этажные здания (рис. 4). При снижении или повышении высоты приведенные затраты увеличиваются.

Показатели приведенных затрат крупнопанельных общественных зданий с одной несущей внутренней продольной стеной ниже показателей зданий с двумя

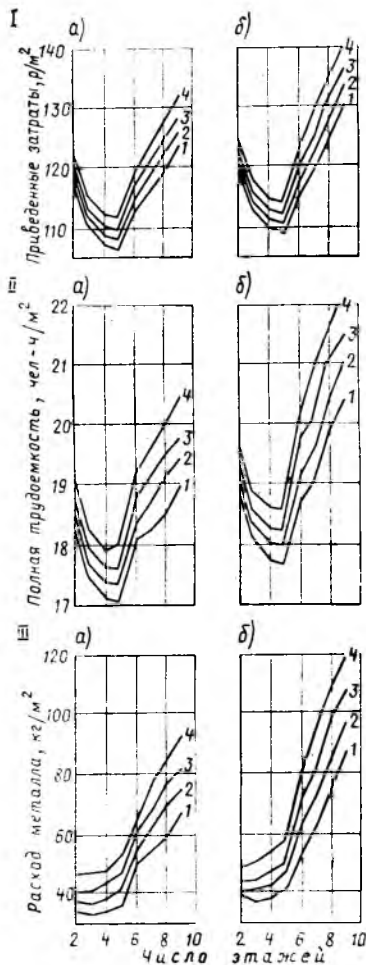


Рис. 4. Приведенные затраты I, полная трудоемкость возведения II, расход приведенной стали III на крупнопанельные общественные здания расчетной сейсмичностью 9 баллов а — здания с одной внутренней продольной стеной; б — здания с двумя внутренними продольными стенами; 1...4 — при нагрузках на перекрытия соответственно 30, 45, 60, 80 МПа и при шаге поперечных стен-диафрагм 9 м

внутренними продольными стенами. В зависимости от высоты здания разница колеблется от 1,5 до 7%.

Независимо от расчетной сейсмичности и конструктивной схемы здания трудоемкость возведения минимальна также для 5-этажных зданий. Повышение или снижение высоты здания приводит к росту трудозатрат в расчете на 1 м² общей площади.

У зданий с одной внутренней продольной стеной по сравнению со зданиями с двумя стенами показатели полной трудоемкости возведения ниже на 2...10% в зависимости от высоты.

Расход металла в расчете на 1 м² общей площади является важнейшим показателем эффективности проектных решений. Изменение расхода металла определяется особенностями конструктивной схемы крупнопанельных зданий, числом этажей, сейсмичностью района строительства и т. д.

Анализ показал, что расход металла в расчете на 1 м² общей площади в основ-

ном увеличивается с ростом числа этажей независимо от конструктивной схемы здания. Одновременно здания с одной внутренней несущей продольной стеной имеют более низкие показатели расхода стали в расчете на 1 м² общей площади, чем с двумя продольными стенами.

Шаг несущих стен определяет жесткостные характеристики здания и как следствие величину сейсмической нагрузки. Кроме того с изменением шага несущих стен меняются усилия от вертикальной нагрузки. Изменение напряженного состояния приводит к изменению армирования, расхода стали и бетона. Все эти факторы непосредственно влияют на стоимостные показатели.

При исследовании влияния шага поперечных стен диафрагм на технико-экономические показатели сейсмостойких крупнопанельных общественных зданий определено, что при его увеличении с 6 до 12 м приведенные затраты снижаются на 3%.

Увеличение ширины корпуса здания при заданной его длине приводит к росту общей площади и в результате к снижению удельных показателей. Для выявления непосредственного влияния ширины корпуса здания на его технико-экономические показатели и исключения влияния изменения общей площади была рассмотрена конструктивная схема крупнопанельного общественного здания с одной несущей внутренней продольной стеной, в которой с изменением ширины корпуса (т. е. пролетов перекрытий) менялась длина при сохранении общей площади и шагов поперечных стен-диафрагм.

Анализ результатов расчета показал, что при изменении ширины корпуса здания от 14,4 до 24 м (пролетов перекрытий — от 7,2 до 12 м) приведенные затраты увеличиваются на 3%, трудоемкость возведения — на 3,5%. Расход металла на 1 м² общей площади за счет увеличения пролетов перекрытий резко возрастает, при изменении ширины корпуса здания от 12 до 24 м он увеличивается на 35%.

Таким образом, увеличение ширины корпуса здания влечет за собой увеличение пролетов перекрытий и нагрузок на несущие стены, что приводит к росту приведенных затрат, трудоемкости возведения и металлоемкости при одинаковых площадях сравниваемых вариантов.

Исследования также показали, что применение бескаркасных конструкций для массовых типов общественных зданий по сравнению с каркасными серии ИИС-04 позволит снизить расход стали до 30%, а суммарные затраты труда — до 25%.

В настоящее время ТашЗНИИЭП разработал каталог промышленных изделий, рабочие чертежи сборных плит покрытия и перекрытия размером 12×1,5 м

и бортоснастки для общественных зданий для районов сейсмичностью 7...9 баллов. Разработаны типовые и эталонные проекты крупнопанельных школы на 33 класса и детских яслей-садов на 190, 280 и 330 мест, в которых по сравнению с аналогичными проектами в каркасно-панельных конструкциях экономия стали в расчете на 1 м² общей площади составила 23...40%, трудозатрат 13...25%.

Создана серия 1.090.1 — 5 с. «Сборные железобетонные конструкции межвидового применения крупнопанельных общественных зданий и вспомогательных зданий промышленных предприятий для строительства в районах Средней Азии сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов». Разработаны проекты крупнопанельных зданий-блоков для торгово-бытовых комплексов в районах сейсмичностью 8 баллов. В расчете на 1 м² общей площади по сравнению с проектами аналогичных зданий в каркасно-панельных конструкциях снижение трудозатрат составляет в среднем 20%.

Таким образом, применение бескаркасных конструктивных систем для массовых типов общественных зданий способствует существенному повышению экономичности и индустриализации строительства.

На ВДНХ СССР

Арматурный стержень периодического профиля

На ВДНХ СССР в объединенных павильонах «Строительство» НИИЖБ представляет конструкцию арматурного стержня периодического профиля, содержащего по концевым участкам преднапряженной конструкции укрепленные на поверхности между выступами профилировки упругие прокладки.

Изобретение относится к арматурным элементам, используемым для изготовления преднапряженных изделий. Его использование позволяет уменьшить раскальвающий эффект арматуры в преднапряженных конструкциях при передаче усилий обжатия, снизить на 20% расход косвенной арматуры, устанавливаемой на концевых участках конструкций, а также значительно отделить момент образования продольных трещин в бетоне.

Снижение раскальвающего эффекта напрягаемой арматуры позволяет также повысить качество конструкций, перевести их в первую категорию трещиностойкости.

Техническую документацию можно получить в НИИЖБе по адресу: 109389, Москва, 2-я Институтская, 6.

Прочностные и деформативные свойства напрягающего бетона

В последнее время в практику все шире внедряются различные конструкции из бетона на напрягающем цементе (НЦ). Накопленный опыт применения свидетельствует о том, что они играют большую роль в повышении технико-экономического уровня строительства из железобетона.

Самонапряжение цементного камня является основным параметром, определяющим эффективность использования напрягающего цемента в самонапряженных конструкциях. Оно связано в первую очередь с расширением цементного камня и его прочностью. Установлено, что величина достигнутого и сохраненного самонапряжения бетона в большей степени зависит от расхода и марки НЦ, от величины упругого сопротивления, оказываемого бетону арматурой, от условий твердения и режимов тепловой обработки [1].

Результаты исследований [2] показали, что при тепловой (безводной) обработке напрягающего бетона, твердеющего в закрытых формах, величина достигнутого самонапряжения на 15...20% ниже, чем при тепловлажностной обработке при 60°C и твердении в нормально-влажностных условиях.

Физико-механические и деформативные свойства напрягающего бетона изу-

чали на примере плит безрулонной кровли, которые подвергаются контактному обогреву в закрытых формах. В ТашЗНИИЭПе образцы размерами 10×10×40 см были заформованы в динамометрических кондукторах по ТУ 21-20-18-80 и в цилиндрах с $d=100$ мм с толщиной стенки $b=0,5$ мм и $h=100$ мм. Толщина стенок цилиндра обеспечивает образцам упругое сопротивление расширению, эквивалентное продольному и поперечному армированию с $\mu=1\%$. После тепловой

обработки при температуре изотермического прогрева 60°C образцы хранили в нормальных условиях ($\theta=80\%$, $t=20\pm 2^\circ\text{C}$). Использовали цемент НЦ-20 Усть-Каменогорского завода активностью 48,6 МПа, гранитный щебень фракции 5...20 мм, кварцевый песок $M_k=2,2$. Расход материалов на 1 м³ напрягающего бетона: НЦ-20 500 кг, песок 750 кг, щебень 950 кг, вода 250 л. Подвижность смеси составила 1...3 см.

Как показали исследования, при ограничении деформаций свободного расширения в твердеющем бетоне в одном или нескольких направлениях возникает напряженное состояние, которое благоприятно сказывается на формировании структуры напрягающего бетона.

Анализ изменения физико-механических свойств напрягающего бетона показал (см. таблицу), что прочность образцов в двухосном напряженном состоянии превышает прочность образцов при одноосном напряженном состоянии в возрасте 28 сут на 11%, а прочность образцов в свободном состоянии — на 18%. При этом прочность напрягающего бетона после 28 сут нарастает интенсивно, и в возрасте 180 сут в зависимости от условий упругого ограничения деформаций расширения превышение составило 20...40%.

Сопротивление бетона осевому растяжению значительно меньше, чем сжатию, и характеризуется качеством сцепления его составляющих. Из анализа данных таблицы и рис. 1 видно, что прочность напрягающего бетона на осевое растяжение R_p изменяется в зависимости от условий упругого ограничения деформаций расширения и возраста образцов от 2,77 до 5,47 МПа. Это значительно превышает R_p обычного тяжелого бетона при одинаковых показателях прочности на сжатие. Различия в свойствах бетонов на НЦ и обычных портландцементах можно объяснить главным образом повышенной плотностью структуры напрягающего бетона, формирующейся в процессе твердения.

На величину самонапряжения существенное влияние оказывают степень и ус-

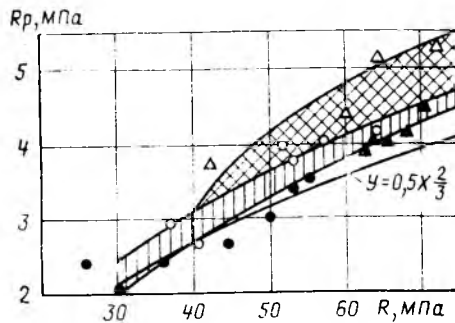


Рис. 1. Зависимость прочности напрягающего бетона на осевое растяжение R_p от его кубиковой прочности R . \blacktriangle — по данным Р. Р. Юсупова; \circ , \triangle , \bullet — по данным автора соответственно при одноосном, двухосном и напряженном состоянии, в свободном состоянии

Характеристики бетона при твердении	Возраст образцов, сут					
	после ТО	28	90	120	150	180
В свободном состоянии:						
R	30	51,2	54,2	56	57,9	60,2
$R_{пр}$	21,6	39,9	40,2	41,5	41,5	41,8
R_p	2,77	3,09	3,47	3,50	3,58	3,68
E_b	23 800	30 200	33 000	33 800	34 500	34 800
При одноосном напряженном состоянии:						
R	37,2	52,6	57,2	60,4	62,1	64,2
$R_{пр}$	31,2	43,1	46,9	48,9	49	50,7
R_p	3,00	3,75	4,08	4,11	4,17	4,23
E_b	28 500	31 050	32 900	35 100	35 800	38 100
При двухосном напряженном состоянии:						
R	42,5	60	63	68,3	70,1	72
$R_{пр}$	35,7	49,2	51,6	54,6	56,1	56,9
R_p	3,47	4,44	5,31	5,35	5,40	5,47
E_b	30 000	34 500	36 300	37 850	39 100	40 200

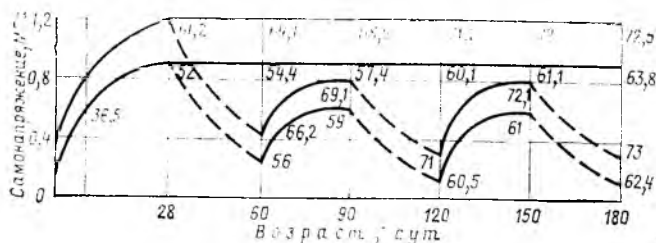


Рис. 2. Самонапряжение и прочность напрягающего бетона после тепловой обработки при водном (—) и воздушно-сухом хранении (---)
Цифры над кривыми — прочность в соответствующем возрасте

ловия упругого ограничения деформаций расширения, условия твердения напрягающего бетона.

Для определения влияния условий твердения на величину самонапряжения бетона после распалубки по истечении 4 ч часть образцов хранили в воде при температуре $20 \pm 2^\circ\text{C}$, а остальные — в воздушно-сухих условиях, характерных для Средней Азии (при $\theta = 20..40\%$, $t = 30..42^\circ\text{C}$). Анализ экспериментальных данных (рис. 2) показывает, что самонапряжение образцов, хранившихся в воде, увеличилось до 50% по сравнению с этой величиной после теплового обогрева, затем оно стабилизировалось к возрасту 28 сут. У образцов, хранившихся в воздушно-сухих условиях, наблюдаются потери самонапряжения на 50..80%, которые при последующем водном хранении восстанавливаются. При попеременном увлажнении и высушивании напрягающего бетона нарастание прочности идет интенсивно.

Модуль упругости является одной из основных характеристик деформативных свойств бетона. Как видно из таблицы, у напрягающего бетона при одноосном упругом ограничении деформаций расширения в возрасте 28 сут модуль упругости ниже на 5..8%, в возрасте 60 сут примерно равен и в возрасте 180 сут на 8..10% превышает модуль упругости равнопрочного тяжелого бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении. При двухосном упругом ограничении деформаций расширения и $\mu = 1\%$ модуль упругости напрягающего бетона в возрасте 28 сут примерно равен, а в возрасте 180 сут на 10..15% превышает модуль упругости обычного бетона.

Анализ показывает, что внутреннее самонапряженное состояние структуры напрягающего бетона в процессе твердения в раннем возрасте оказывает существенное влияние на его деформативность.

Связь деформативных и прочностных свойств напрягающего бетона отчетливо проявляется при анализе его объемных деформаций. Характерные зависимости дифференциального коэффициента поперечной деформации Δv объема образца Q и времени прохождения ультразвука Δt для напрягающего бетона нормального твердения, подвергнутого кратковременному сжатию в возрасте 28 сут, дают возможность установить параметрические характеристики процесса разрушения — условную нижнюю и верхнюю границы микротрещинообразования R_T^0 и R_T^v .

Как следует из диаграммы состояний (рис. 3), в начальной стадии нагружения, фиксируемого при распространении ультразвука, наблюдается обширный участок разуплотнения в структуре (0,2 и 0,3 соответственно при одно- и двухосном ограничении) и повышенное расположение параметрических точек (рис. 4) в зависимости от упругого ограничения деформаций расширения напрягающего бетона по сравнению с обычным. Эти особенности, несомненно, связаны с наличием внутреннего напряженного состояния (самонапряжения) напрягающего бетона в отличие от обычного бетона.

Таким образом, прочности на сжатие и на растяжение, параметрические уровни трещинообразования напрягающего бетона, подвергнутого контактному (безводному) обогреву за счет повышенной плотности структуры, сформированной в процессе твердения, превосходят соответствующие характеристики бетона на обычном цементе. Величина самонапря-

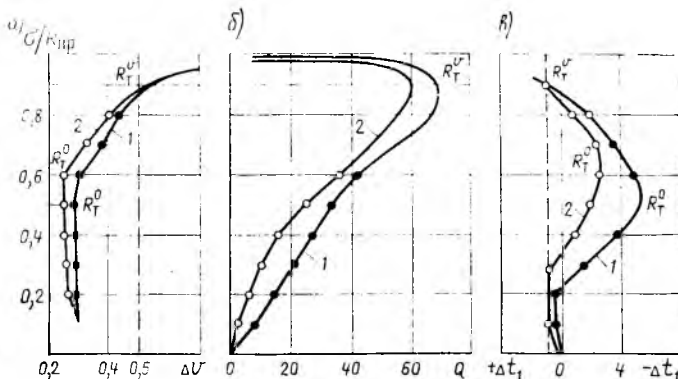


Рис. 3. Параметрические уровни трещинообразования в напрягающем бетоне при кратковременном сжатии
а — изменение дифференциального коэффициента поперечной деформации Δv ; б — изменение абсолютного объема Q ; в — время прохождения ультразвуковых колебаний Δt ; 1 — при одноосном упругом ограничении деформаций расширения ($R_{пр} = 43,1$ МПа); 2 — то же, при двухосном ($R_{пр} = 49,2$ МПа)

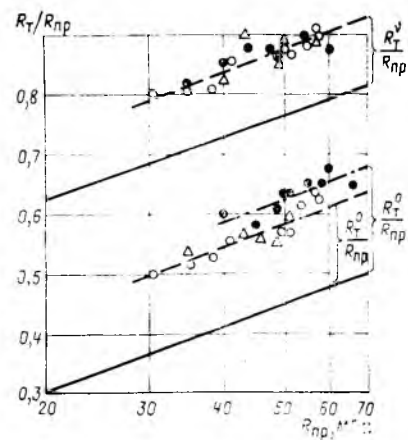


Рис. 4. Зависимость параметрических уравнений трещинообразования напрягающего бетона при кратковременной сжимающей нагрузке (по О. Я. Бергу) от призмочной прочности

— обычный тяжелый бетон по СНиП 2.03.01—84; \circ — по данным Р. Р. Юсупова; Δ — при одноосном упругом ограничении деформаций расширения $\mu = 1\%$; \bullet — то же, при двухосном.

жения напрягающего бетона после тепловой обработки существенно зависит от условий его последующего твердения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Михайлов В. В., Литвер С. Л. Расширяющиеся и напрягающие цементы и самонапряженные железобетонные конструкции. — М.: Стройиздат, 1974. — С. 85—120.
2. Арифджанов М., Михайлов В. В., Грозав В. И. Выбор оптимальных режимов тепловой обработки напрягающего бетона, твердеющего в закрытых формах // Строительство и архитектура Узбекистана. — 1982. — № 2. — С. 2—4.

УДК 691.327:697.329

И. Б. ЗАСЕДАТЕЛЕВ, д-р техн. наук, проф., С. А. ШИФРИН, канд. техн. наук (ВНИПИТеплопроект); М. М. МАЛОРОЕВ, инж. (ЦМИПКС при МИСИ)

Теплотехнические основы организации трехсменной работы гелиополигонов

Граница эффективного применения обычных гелиоформ с покрытием СВИТАП [1] при их суточном обороте определяется толщиной изделий (100...400 мм), периодом года (от апреля-мая до сентября-октября) и временем окончания формирования изделий (9...11 ч).

Простота практической реализации метода ускоренного твердения бетона в гелиоформах со СВИТАП, высокая экономичность данной технологии явились основанием для расширения области ее применения на полигонах по изготовлению железобетонных изделий в две, а в некоторых случаях и в три смены. Использование солнечной энергии для тепловой обработки изделий, формируемых во вторую и третью смены, потребовало разработки технологических приемов, обладающих достаточной энергетической эффективностью, высокой экономичностью, минимальной трудоемкостью и универсальностью, т. е. независимостью используемого оборудования от климатических факторов. Это достигается применением специальных теплоаккумулирующих стенов, которые в течение светового времени суток работают независимо от гелиоформ, а в остальное время совмещаются с ними, суммируя тем самым раздельно аккумулированное ими тепло солнечной радиации.

Универсальный теплоаккумулирующий гелиостенд в наиболее простом исполнении представляет собой камеру из тяжелого бетона, перекрываемую светопрозрачной гелиокрышкой. По высоте камеры рассчитывается на 1...3 изделия в формах.

Использование аккумулирующей системы теплоемкостного типа на основе тяжелого бетона более предпочтительно, поскольку аккумулирующие системы на основе фазовых превращений (парафин, гач) и теплоемкостные аккумуляторы жидкостного типа (вода, антифризы, минеральные масла) имеют в 2...4 раза лучшие показатели. Однако они требуют изготовления специальных металлических емкостей. Кроме того, препятствием для их использования является трудность обеспечения универсальности таких систем при круглогодичной эксплуатации.

Теплоаккумулирующие ограждения гелиостенда можно выполнять как из монолитного, так и из сборного железобетона.

Специальные расчеты по выявлению наиболее благоприятной ориентации гелиостендов относительно сторон света показали, что практически во всех случаях предпочтительна широтная ориентация (длинная ось направлена на восток—запад) относительно меридиональной (длинная ось направлена на юг—север).

Тепловая обработка изделий с использованием теплоаккумулирующих гелиостендов осуществляется на полигонах. Изделия, отформованные во вторую смену, укрывают гелиокрышками и выдерживают на открытой площадке до снижения эффективного действия солнечной радиации (18...19 ч местного времени для условий Ташкента, июнь-июль, 42° с. ш.). Затем изделия устанавливают в гелиостенды, которые в течение светового времени суток, освобожденные с утра предыдущей партии изделий, с установленными на них гелиокрышками накапливали солнечную энергию вертикальными ограждениями и полом — основным аккумулирующим элементом камеры. Если изделия отформованы без действия солнечной радиации, их укрывают гелиокрышками и сразу помещают в гелиостенды. При установке в гелиостенд одного изделия покрытие типа СВИТАП сохра-

няют в течение всего технологического процесса. При размещении изделий в гелиостенде в штабеле без прокладок светопрозрачное покрытие сохраняют только на верхнем изделии. В гелиостендах изделия выдерживают до утра следующего дня, т. е. до начала эффективного действия солнечной радиации (9...10 ч местного времени для условий Ташкента). В это время их извлекают из гелиостендов, устанавливают на открытой площадке. Изделия без гелиокрышек укрывают ими и выдерживают до распалубки.

В третью смену изделия формируют не ранее чем за 4 ч до эффективного действия солнечной радиации, укрывают гелиокрышками и весь световой день до прекращения эффективного действия солнечной радиации выдерживают на открытой площадке. Затем их помещают в гелиостенд и выдерживают до распалубки. Сразу после извлечения форм на гелиостенды устанавливают гелиокрышки, что способствует аккумулярованию и сохранению тепла солнечного радиационного потока.

Общий технологический цикл гелиотермообработки изделий с использованием теплоаккумулирующего гелиостенда составляет 22 ч.

Эффективность предлагаемой технологии во многом определяется оптимизацией теплоаккумулирующей способности и эксплуатационных характеристик гелиостенда. Эффективная толщина аккумулирующих элементов гелиостенда была установлена путем физического моделирования изменения тепловых процессов в фрагменте бетонного массива толщиной 500 мм. Сравнение теплосодержания слоев толщиной 100 мм после прогрева и в момент окончания цикла позволило выявить толщину активного слоя массива с учетом накопления и отдачи тепла (рис. 1).

После завершения цикла первый слой теряет 86% тепла, второй — 81%, третий — 64%, четвертый — 20%, а пятый получает дополнительно 50% тепла. Очевидно, что активными являются только первые три слоя общей толщиной 300 мм, что и получило подтверждение в специальных теплотехнических расчетах. На этом основании была разработана и выполнена модель гелиостенда в виде камеры с бетонным днищем-аккумулятором толщиной 300 мм, перекрываемой гелиокрышкой. Теплообмен по внешним поверхностям модели гелиостенда исключался.

Исследования проводили на образцах толщиной 200, 120, 40 мм, размером в плане 400×400 мм, которые формировали во фрагментах форм с покрытием СВИТАП, имеющих поддон высотой 100 мм.

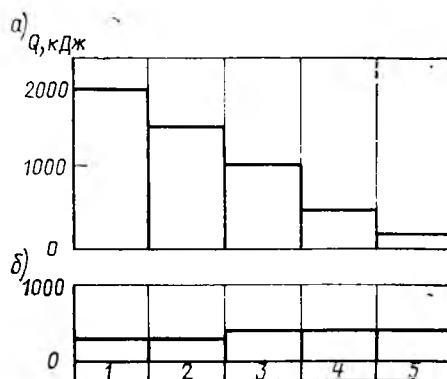


Рис. 1. Послойное (толщина слоя 100 мм) теплотехническое содержание бетонного массива-аккумулятора (толщина 500 мм)
 а — после гелиопрогрева; б — после суточного цикла; 1...5 — аккумулирующие слои

Температурное поле в образцах фиксировали хромель-копелевыми термопарами с автоматической записью на приборе КСП-4, а прочность образцов через 22 ч после формирования определяли ультразвуковым прибором «Бетон-12». Исследования проводили на бетоне класса В20 с использованием в качестве вяжущего портландцемента марки 400 Старооскольского завода. Расход материалов на 1 м³ смеси составлял: цемента — 254 кг, песка — 713 кг, щебня — 1205 кг, воды — 175 л. Минералогический состав клинкера (%): C₃S — 55,5; C₂S — 19; C₃A — 7; C₄AF — 13. Программируемый радиационный режим [2] соответствовал условиям июня-июля Ташкента (42° с. ш.).

Моделирование технологического процесса осуществляли по вышеизложенным схемам гелиотермообработки сборных изделий. Окончание формирования образцов при моделировании второй смены соответствовало интервалам времени 15...16; 17...18; 19...20; 23...24 ч, а третьей смены — 5...6; 7...8 ч местного времени. В качестве базового варианта для сравнения принимали традиционную технологию с применением только гелиоформ.

Анализ полученных температурных кривых прочностных показателей свидетельствует о значительной эффективности использования теплоаккумулирующих гелиостендов для термообработки изделий, формируемых во временных рамках второй смены, независимо от толщины изделий и времени (рис. 2). Прочность на сжатие образцов, изготовляемых в гелиоформах с выдерживанием в гелиостендах, на 2...3,4 МПа превышает прочность образцов, твердевших в гелиоформах по традиционной схеме (табл. 1).

Традиционная гелиотехнология способна обеспечить суточный цикл гелиотермообработки изделий рассматриваемой номенклатуры (см. табл. 1), формируемых в течение 4 ч до эффективного действия солнечной радиации. Формование изделий ранее 5 ч утра нецелесообразно, так как двухразовое помещение одних и тех же изделий в гелиостенд до и после действия солнечной радиации значительно усложнит технологический процесс и в 2 раза увеличит время использования кранового оборудования.

Превышение прочности изделий, формируемых во вторую смену и помещаемых в гелиостенд в ночное время, относительно изделий, выдерживаемых весь технологический цикл на открытой площадке, составляет 15...20%.

Эффективность использования теплоаккумулирующих гелиостендов исследовали в промышленных условиях на Наримановском экспериментальном гелиополигоне Госагропрома УзССР в августе-сентябре. Полученные результаты (табл. 2) согласуются с закономерностями, установленными при моделировании гелиотермообработки изделий с использованием теплоаккумулирующих гелиостендов, и сви-

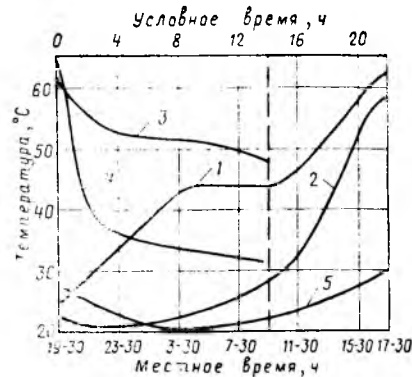


Рис. 2. Температурный режим плиты толщиной 120 мм, помещаемой в теплоаккумулирующий гелиостенд сразу после формирования в момент окончания эффективного действия солнечной радиации

1 — плита, помещаемая в гелиостенд; 2 — плита-эталон, выдержанная на открытой площадке; 3 — средняя по высоте температура аккумулятора; 4 — температура воздуха в гелиостенде; 5 — окружающая среда

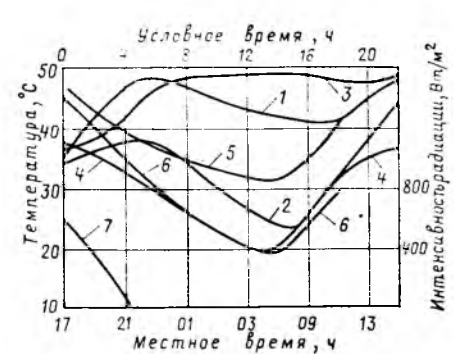


Рис. 3. Температурный режим изделий, выдерживаемых в промышленном теплоаккумулирующем гелиостенде

1 — плита толщиной 100 мм, помещенная в гелиостенд; 2 — то же, выдержанная на открытой площадке; 3 — нижняя зона колонны сечением 300×300 мм, помещенной в гелиостенд; 4 — то же, выдержанной на открытой площадке; 5 — температура воздуха в гелиостенде; 6 — температура наружного воздуха; 7 — интенсивность солнечной радиации

Таблица 1

Смена	Местное время, ч — мин				Прочность, МПа, для плит толщиной, мм		
	окончания формирования	помещения в гелиостенд	извлечения из гелиостенда	распалубки	40	120	200
2	15—30	19—30	9—30	13—30	9,8 6,0	9,4 6,6	9,0 5,8
	17—30	19—30	9—30	15—30	10,0 6,6	9,6 6,2	9,0 5,6
	19—30	19—30	9—30	17—30	10,6 6,6	10,2 6,0	9,0 4,6
	23—30	23—30	9—30	21—30	10,8 3,8	10,8 3,2	9,2 3,0
3	5—30	19—30	3—30	3—30	10,8 2,8	9,8 3,6	9,6 3,6
	7—30	19—30	5—30	5—30	10,8 3,2	10,2 3,8	9,6 4,6
	9—30	19—30	7—30	7—30	11,0 3,4	10,4 4,6	10,4 5,2

Примечания: 1. Над чертой — прочность плит в возрасте 22 ч, под чертой — прочность, набираемая изделием только в гелиостенде. 2. При формировании плит в 19—30 и выдерживании их только в гелиоформах прочность при распалубке при толщине 40, 120 и 200 мм составила соответственно 7,6; 6,8 и 7,0 МПа.

Таблица 2

Вид изделия	Максимальная температура на стадии оставания, °С	Минимальная температура на стадии оставания, °С	Прочность в возрасте 22 ч, МПа
Плита ПЦ толщиной 100 мм	48 38	41 23	12,8 8,8
Колонна сечением 300×300 мм	50 40	48 25	10,8 5,8

Примечание. Над чертой — для изделий, помещенных в гелиостенд, под чертой — выдерживаемых на открытой площадке.

дательствуют об эффективности данного технологического приема.

При выдерживании изделий в гелиостенде в благоприятных условиях оказываются слои, контактирующие с элементами формы. Особенно наглядно это видно на примере колонны, нижние слои которой при нахождении в гелиостенде практически в изотермических условиях при 48°С твердели в течение 8...9 ч. Разница температуры в этих слоях для изделий, выдержанных в гелиостенде и на открытой площадке, достигает 30°С (рис. 3).

Независимость от климатических факторов и круглогодичная работа гелиостенда, т. е. его универсальность, достаточно просто обеспечиваются устройством в объеме камеры паровых или электрических вводов.

Выводы

Суммирование тепла, получаемого непосредственно изделием в гелиоформе на открытой площадке, и тепла, аккумулированного в теплоаккумулирующем гелиостенде, позволяет организовать выпуск железобетонных изделий и конструкций, формируемых во вторую и третью смены.

Предлагаемый способ гелиотермообработки сборных изделий при круглогодичной работе гелиополигона обеспечивает суточный цикл оборачиваемости форм для всех смен и позволяет полностью отказаться от затрат тепловой энергии на ускорение твердения бетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Заседателев И. Б., Малинский Е. Н., Темкин Е. С. Эффективность использования солнечной энергии для ускорения твердения бетона // Архитектура и строительство Узбекистана. — 1983. — № 3. — С. 3—7.
2. Заседателев И. Б., Масленников Л. А., Шифрин С. А. Автоматизированный стенд «Солнце» для исследования теплового воздействия на бетон // Конструкции и строительство специальных сооружений — М.: ВНИПИТеллопроект, 1983. — С. 109—113.

С. М. КРЫЛОВ, д-р техн. наук (НИИЖБ); А. А. БЕСПАЕВ, канд. техн. наук, А. Т. ТАСТАНБЕКОВ, инж. (КазпромстройНИИпроект)

Прочность неразрезных балок при импульсивном динамическом нагружении

Для изучения особенностей работы неразрезных изгибаемых элементов при импульсивном динамическом воздействии типа сейсмического испытывали три партии двухпролетных блоков прямоугольного сечения с высокопрочной продольной арматурой классов А-V в растянутой и А-I в сжатой зонах с $\sigma_{0,2} = 750$ МПа. Опытные образцы размером $12 \times 20 \times 570$ см, отличающиеся коэффициентом армирования и видом бетона, испытывали по схеме двухпролетной шарнирно-опертой балки, нагруженной в трети каждого пролета сосредоточенной силой. Динамическое нагружение создавали свободным падением грузовой платформы в рычажном стенде. При этом время нагружения до разрушения образцов составляло 0,2...0,3 с. Для сравнения часть образцов испытывали при ступенчатом статическом нагружении. За разрушающую принимали наибольшую нагрузку, которую может воспринять образец.

Образцы первой партии с одинаковым армированием опорного и пролетных сечений, изготовленные из тяжелого бетона, имели три серии с различными коэффициентами армирования (см. таблицу). При этом соотношение армирования в опорном и пролетных сечениях почти в 2 раза (в 1,88) отличались от требуемого по расчету упругой системы. Вторая партия образцов отличалась повышенным соотношением армирования критических сечений. Одна серия этой партии имела одиночную арматуру, а вторая — симметричную. Третью партию образцов, по армированию подобную образцам второй партии, изготавливали из керамзитобетона.

Процесс перераспределения усилий при динамических и статических нагрузках почти одинаков [1] и происходит в следующей последовательности. Распределение усилий до появления трещин соответствует расчету балок как упругих систем. С образованием трещин моменты в сечениях с трещинами снижаются, а в сечениях без трещин увеличиваются. С появлением трещин во всех критических сечениях происходит опережающее

увеличение опорного момента, и соотношение внутренних усилий вновь приближается к упругой системе.

С проявлением неупругих деформаций арматуры в наиболее напряженных сечениях усилия существенно перераспределяются вплоть до момента развития неупругих деформаций арматуры в менее напряженных сечениях. При этом изгибающий момент в наиболее напряженном сечении увеличивается до максимума, напряжения в растянутой арматуре превышают условный предел текучести стали, в сжатой зоне появляются продольные трещины бетона, свидетельствующие о начале разрушения крайних волокон. Момент в другом критическом сечении составляет лишь 0,7...0,9 несущей способности, а напряжения в растянутой арматуре приближаются к пределу текучести стали. Отклонения распределенных усилий от их значений по расчету упругой системы достигают 20...25%. При этом несущая способность конструкции не исчерпывается и дальнейшее увеличение нагрузки снижает изгибающий момент на 5...8% в сечении наиболее напряженного участка и резко повышает усилия в других критических сечениях. На этой стадии отклонения из-

гибающих моментов от их расчетных значений составляли 27...38%. В целом, перераспределение усилий в неразрезных балках с высокопрочной арматурой меньше, чем в аналогичных балках с арматурой класса А-III [2].

В образцах второй партии задолго до эксплуатационного уровня нагрузки (при 40...50% разрушающей) наблюдалось резкое отставание прироста усилий в недоармированных сечениях при соответствующем их ускоренном приросте в сечениях с повышенным армированием. Практически дальнейшее изменение изгибающих моментов в критических сечениях линейно зависело от внешней нагрузки. Достижение нагрузкой наибольших значений сопровождалось одновременным раздроблением сжатой зоны бетона в опорном и пролетных сечениях. При этом усилия в сечении с повышенным армированием близки к его несущей способности, а в недоармированных сечениях в момент разрушения они были ниже их несущей способности в результате работы бетона на нисходящей ветви его деформирования. Отклонения опытных усилий от расчетных для упругой системы в стадии разрушения достигали 46...62%. Наличие сжатой продольной арматуры в неразрезных балках усилило прочность сжатой зоны и обеспечило развитие более высоких (до 1,5...1,7%) деформаций в растянутой арматуре.

Картина перераспределения усилий в неразрезных балках из керамзитобетона (образцы третьей партии) была сходной с аналогичными образцами из тяжелого бетона (вторая партия образцов). Однако после превышения нагрузкой 50...60% разрушающей усилие в недоармированных сечениях достигали наибольших значений и в дальнейшем практически не изменялись, а увеличение нагрузки компенсировалось лишь ростом изгибающих моментов в переармированных сечениях.

Анализ результатов испытаний показал, что прочность неразрезных балок при динамическом нагружении выше прочности аналогичных образцов при статическом действии нагрузки, а напряжения в растянутой арматуре

Марка серии	A_s	A_s	R_b , МПа	γ_b	Число образцов в серии
I-1	2Ø12A-V	2Ø8A-I	52,35	1,11	5
	2Ø12A-V	2Ø8A-I			
I-2	2Ø12A-V	2Ø6A-I	43,70	1,11	2
	2Ø12A-V	2Ø6A-I			
I-3	3Ø12A-V	2Ø6A-I	43,70	1,11	2
	3Ø12A-V	2Ø6A-I			
II-1	Ø12A-V	2Ø6A-I	39,00	1,088	3
	2Ø12A-V	2Ø6A-I			
II-2	Ø12A-V	Ø12A-V	39,00	1,088	4
	2Ø12A-V	2Ø12A-V			
III-1	Ø12A-V	2Ø6A-I	28,95	1,07	3
	2Ø12A-V	2Ø6A-I			
III-2	Ø12A-V	Ø12A-V	28,95	1,07	4
	2Ø12A-V	2Ø12A-V			

Примечание. Над чертой — для опорного сечения, под чертой — для пролетных сечений.

при $\xi^{\tau} < \xi_R^{\tau}$ превышают нормативные, определенные с учетом упрочнения стали при динамическом нагружении и коэффициента условий работы арматуры γ_{s6} (рис. 1). Опытные значения этого коэффициента хорошо описываются следующей зависимостью:

$$\gamma_{s6}^{\tau} = 1 + \left[1 - \left(\frac{\xi^{\tau}}{\xi_R^{\tau}} \right)^2 \right] \times \left(\frac{0,96\sigma_{\pi}^{\tau}}{R_s^{\tau}} - 1 \right). \quad (1)$$

Применение метода предельного равновесия несколько завышает несущую способность неразрезных балок с высокопрочной арматурой (до 3...4%) из-за неучета работы недоармированных сечений на нисходящем участке деформирования [3]. Стадия работы нормальных сечений железобетонных балок на нисходящем участке доформирования начинается с разрушения сжатой зоны бетона. Центр тяжести равнодействующей внутренних сжимающих усилий перемещается в глубь сечения, плечо внутренней пары уменьшается. Для расчета несущей способности сечений на нисходящем участке деформирования эпюру напряжений в сжатой зоне бетона предлагается принимать в виде двух участков: квадратно-параболического и прямоугольного (рис. 2), а предельный момент M^* при разрушении балки определять по следующей зависимости:

$$M^* = R_b^{\tau} b [0,0625y_1^2 + y_2(x_m - 0,5y_2)] - \sum \sigma_{si} S_{si}, \quad (2)$$

где y_1 — высота сжатой зоны бетона, ограниченная квадратно-параболической эпюрой напряжений и определяемая по эмпирической формуле

$$y_1 = \left[0,17 - 0,1 \left(1 - \frac{\xi^{\tau}}{\xi_R^{\tau}} \right) \times \frac{\xi_s^{\tau}}{\xi_s^{\tau*}} \right] h_0, \quad (3)$$

где y_2 — высота участка сжатой зоны бетона с прямоугольной эпюрой напряжений; ξ_s^{τ} , $\xi_s^{\tau*}$ — деформации растянутой арматуры, отвечающие несущей способности сечения и данной стадии; R_b^{τ} — динамическая призматическая прочность бетона; S_{si} — статический момент площади сечения i -го стержня продольной арматуры относительно оси, параллельной прямой, проходящей через крайнее сжатое волокно бетона.

Выводы

В изгибаемых неразрезных железобетонных балках как из тяжелого, так и из керамзитобетона при импульсивном динамическом нагружении происходит пол-

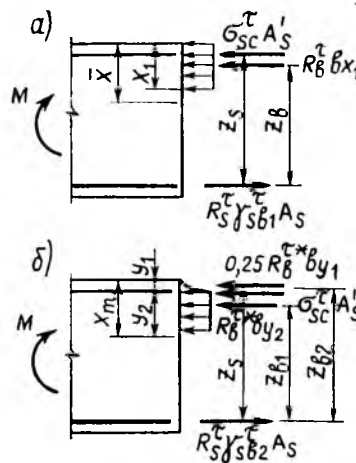


Рис. 1. Напряженно-деформированное состояние в стадии разрушения

а — при $x > x_1$; $\bar{M} = \bar{M}$; б — при $x = x_m > x_1$; $M^* < M$

ное перераспределение усилий. Однако применение метода предельного равновесия несколько завышает их несущую способность из-за неучета работы отдельных сечений на нисходящем участке деформирования.

Увеличение различия в армировании критических сечений от требуемого по расчету упругой системы приводит к более интенсивному перераспределению усилий и проявлению повышенных деформаций и ширины раскрытия трещин в недоармированных сечениях.

УДК 624.072:539.4

В. А. КЛЕВЦОВ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ); Г. И. ПИРОЖКОВ, П. П. НАЗАРЕНКО, кандидаты техн. наук (Новосибирский ин-т инженеров железнодорожного транспорта); К. М. МАТВЕЕВ, инж. (Промстройпроект)

Расчет опорных узлов ферм на образование трещин и прочность

Узлы железобетонных ферм проектируют в соответствии с методикой [1], однако она регламентирует лишь расчет прочности узлов и ориентирована на традиционную конструкцию опорного узла с горизонтальным нижним поясом. В настоящее же время все более широкое применение находят преднапряженные стропильные и подстропильные фермы шпренгельного типа [2]. В связи с этим Новосибирским институтом инженеров же-

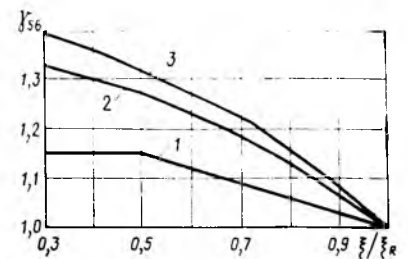


Рис. 2. Зависимость коэффициента условий работы высокопрочной стержневой арматуры класса А-V от относительной высоты сжатой зоны бетона
1 — по СНиП 2.03.01—84; 2 — по формуле (1) для динамического нагружения; 3 — то же, для статического нагружения

Использование сжатой продольной арматуры повышает пределы перераспределения усилий в неразрезных балках. Значения коэффициента условий работы высокопрочной арматуры в неразрезных балках при $\xi < \xi_R$ превышают нормативные и определяются по формуле (1).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Крылов С. М., Гуша Ю. П., Абакаимов М. С. Прочность статически неопределимых балок, армированных сталями без площадки текучести // Бетон и железобетон. — № 1. — 1981. — С. 40—42.
2. Беспяев А. А., Тастанбеков А. Т. Перераспределение усилий в изгибаемых железобетонных элементах при импульсивных динамических нагрузках // Тр. КазПромстройНИИпроекта / Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций. — Алма-Ата, 1982. — Вып. 13(23). — С. 170—183.
3. М а и л я н Л. Р. Несущая способность неразрезных балок с высокопрочной преднапряженной арматурой // Бетон и железобетон. — № 7. — 1982. — С. 42—43.

лезнодорожного транспорта при участии НИИЖБ и Промстройпроекта разработана методика расчета трещиностойкости и прочности опорных узлов ферм, в том числе шпренгельных ферм.

В результате установлено, что трещиностойкость опорных узлов ферм можно рассчитывать из условия ограничения главных растягивающих напряжений по СНиП 2.03.01—84. Однако при этом, как и для балок, дополнительно следует учи-

тивать взаимодействие концевой участка самоанкерующейся напрягаемой арматуры с бетоном при вычислении касательных напряжений τ_{xy} и нормальных напряжений σ_y , действующих на площадках, параллельных продольной (горизонтальной) оси.

При этом рассматривали опорный узел железобетонной фермы с наиболее общим (наклонным) расположением напрягаемой арматуры (рис. 1) [3].

Для определения касательных напряжений от усилий взаимодействия напрягаемой арматуры с бетоном на длине зоны передачи напряжений l_p получено выражение

$$\tau_{xy} = \frac{1}{b} \left[\left(\frac{A_{red}^0}{A_{red}} + \frac{S_{red}^0 e_{0p}}{I_{red}} \right) \times \sum_{i=1}^k t_i \cos 2\beta_i + \frac{S_{red}^0}{I_{red}} \sum_{i=1}^k N_{si} \sin \beta_i - \sum_{i=1}^n t_{i0} \cos 2\beta_i \right], \quad (1)$$

где A_{red}^0 , S_{red}^0 — приведенная площадь и статический момент части сечения, расположенной выше рассматриваемого волокна; e_{0p} — эксцентриситет суммарного усилия обжатия бетона в рассматриваемом вертикальном сечении, принимается со знаком плюс, если равнодействующая усилий в напрягаемой арматуре располагается выше центра тяжести сечения, в противном случае — со знаком минус; A_{red} , I_{red} — площадь и момент инерции приведенного сечения; t_i — ордината эпюры погонных усилий сцепления i -го ряда арматуры с бетоном в рассматриваемом сечении; t_{i0} — то же, для i -го ряда арматуры, расположенного выше

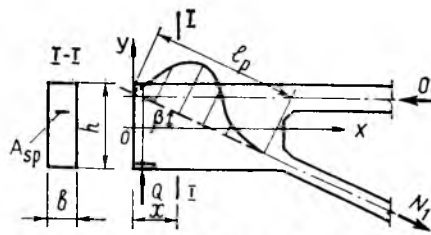


Рис. 1. Схема усилий в опорном узле

рассматриваемого волокна; N_{si} — усилие в напрягаемой арматуре i -го ряда, расположенного под углом β_i к горизонтальной, принимаемое со знаком минус; k — общее число напрягаемой арматуры; n — число рядов напрягаемой арматуры, попадающей в отсеченную площадку.

Для подсчета нормальных напряжений σ_y от усилий взаимодействия напрягаемой арматуры с бетоном на длине l_p предложена зависимость

$$\sigma_y = \frac{1}{b} \left[\Pi_1 \sum_{i=1}^k t_i \sin 2\beta_i - \Pi \times \sum_{i=1}^k t'_i \cos 2\beta_i + \sum_{i=1}^n t'_{i0} \cos 2\beta_i \times (e_{0pi} - y) - \sum_{i=1}^n t_{i0} \sin 2\beta_i \right], \quad (2)$$

где t' — производная функции погонных усилий сцепления по переменной x ;

$$\begin{aligned} \Pi &= 2e_{0p} \frac{y^3}{h^3} + \frac{y^2}{2h} - (3e_{0p} + h) \times \\ &\times \frac{y}{2h} + \frac{h + 4e_{0p}}{8}; \\ \Pi_1 &= 2 \frac{y^3}{h^3} - \frac{3y}{2h} + \frac{1}{2}; \end{aligned}$$

y — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до рассматриваемого волокна; e_{0pi} — эксцентриситет усилия обжатия i -го ряда арматуры, расположенного выше рассматриваемого волокна.

Величины напряжений τ_{xy} и σ_y от внешней нагрузки, вычисленные как для опорного участка балки, необходимо суммировать с соответствующими значениями напряжений от взаимодействия арматуры с бетоном, полученными по формулам (1), (2). Расчеты свидетельствуют о том, что вычисленные таким образом эпюры напряжений τ_{xy} и σ_y в опорных узлах ферм практически совпадают с эпюрами, полученными численным методом теории упругости.

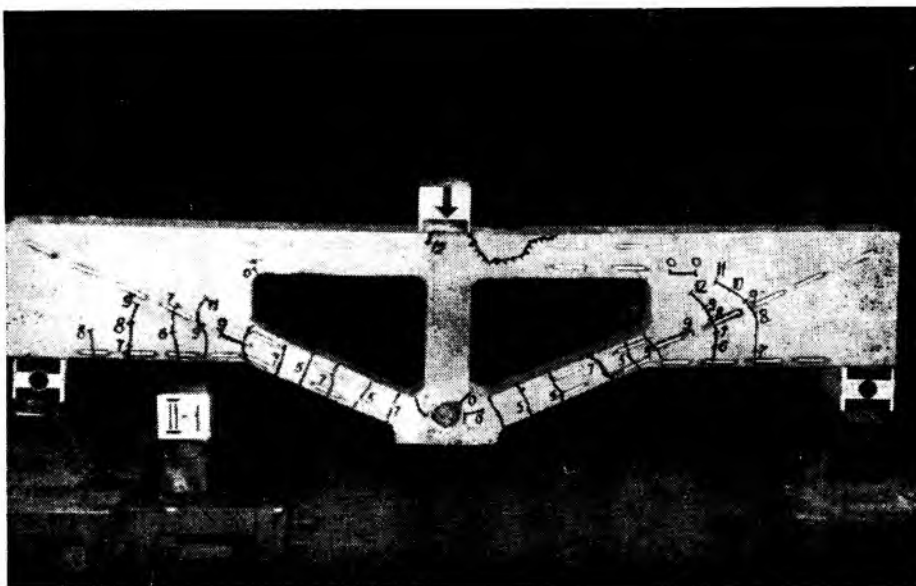
Для практического использования в предлагаемые зависимости необходимо подставлять t_i , t'_i и $N_{si} = f(t)$, выраженные через известные величины — длину l_p и полное усилие обжатия P_i для арматуры i -го ряда. Так при линейном изменении погонных усилий сцепления от максимальных значений t_{max} у торца опорного узла конструкции (y начала зоны передачи напряжений) до 0 в конце длины l_p выражения будут иметь вид:

$$\begin{aligned} t_i &= 2P_i \frac{l_p - \frac{x}{\cos \beta_i}}{l_p^2}; \\ t'_i &= 2 \frac{P_i}{l_p \cos \beta_i}; \\ N_{si} &= \frac{P_i x \left(2 - \frac{x}{l_p \cos \beta_i} \right)}{l_p \cos \beta_i}. \end{aligned}$$

Зависимость (1) справедлива при любой форме сечения, симметричной относительно вертикальной оси, например двутавровой, а выражение (2) — для сечений прямоугольной формы. Это позволяет использовать формулы (1), (2) для расчета образования трещин в опорных участках балок, плит и узлах решетчатых колонн с преднапряженной арматурой. При этом верхняя грань рассматриваемого контура может иметь уклон до 5%, а нижняя — должна быть горизонтальной.

Разработанную методику расчета трещиностойкости проверили при испытании моделей шпренгельных железобетонных ферм (рис. 2). Опытные образцы (две серии по четыре образца в каждой) пролетом 1,9 м изготовляли в Новосибирском институте инженеров железнодорожного транспорта на силовом стенде в рабочем положении. В качестве напрягаемой арматуры использовали канаты класса К-7 диаметром 9 мм и стержни класса А-IIIв диаметром 14 мм. Каркасы и косвенное армирование выполняли из стержней классов Вр-I и А-III. В

Рис. 2. Опытные образцы



10 опорных узлах из 16 первые трещины появились при нагрузке, превышающей теоретическую (по предлагаемому методу) на 9,2%, в среднем это превышение составило 17,7%.

Анализ известных результатов испытаний натуральных конструкций шпренгельных железобетонных ферм, материалы экспериментов и данные многочисленных расчетов на ЭВМ, в том числе картины изолиний главных сжимающих напряжений, позволили установить положение опасного расчетного сечения, которое определяется продолжением нижней грани верхнего пояса и линией, проходящей через край опорной закладной детали под углом 45° (рис. 3).

Исследования свидетельствуют о том, что прочность опорных узлов шпренгельных ферм, так же как и обычных ферм [1], необходимо рассчитывать на заанкеривание арматуры и на изгиб по наклонному сечению.

При расчете заанкеривания напрягаемой арматуры (см. рис. 3) площадь сечения одного поперечного вертикально расположенного стержня

$$A_{sw} = \frac{N_1 - R_{sp} A_{sp} - R_{s,inc} A_{s,inc} - R_s A_s \cos \beta}{n R_{sw} \sin \beta} \quad (3)$$

где R_{sp} , $R_{s,inc}$, R_s — расчетные сопротивления арматуры S_p , S_{inc} , S с учетом коэффициента условий работы γ_{as} ; n — число поперечных стержней, пересекаемых расчетным наклонным сечением.

При расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента (см. рис. 3) площадь сечения одного поперечного вертикально расположенного стержня

$$A_{sw} = \frac{Qc - (R_{sp} A_{sp} + R_{s,inc} A_{s,inc})}{n R_{sw} z_{sw}} \times \frac{z_{sp} - R_s A_s \left(h_{os} - \frac{x}{2} \right)}{n R_{sw} z_{sw}} \quad (4)$$

где x — высота сжатой зоны бетона:

$$x = \frac{(R_{sp} A_{sp} + R_{s,inc} A_{s,inc}) \cos \beta - R_s A_s}{b R_b}$$

Кроме рассмотренного ломаного сечения рекомендуется рассматривать и другие (см. рис. 3), выбирая наиболее опасное.

В качестве примера предложен расчет трещиностойкости опорного узла подстропильной фермы шпренгельного типа от действия усилий обжатия (см. рис. 1) для точки с координатами $x = 20$ см, $y = 0$. Преднапряженная арматура — 6 $\varnothing 25$ А-IIIв располагается в один ряд. Класс

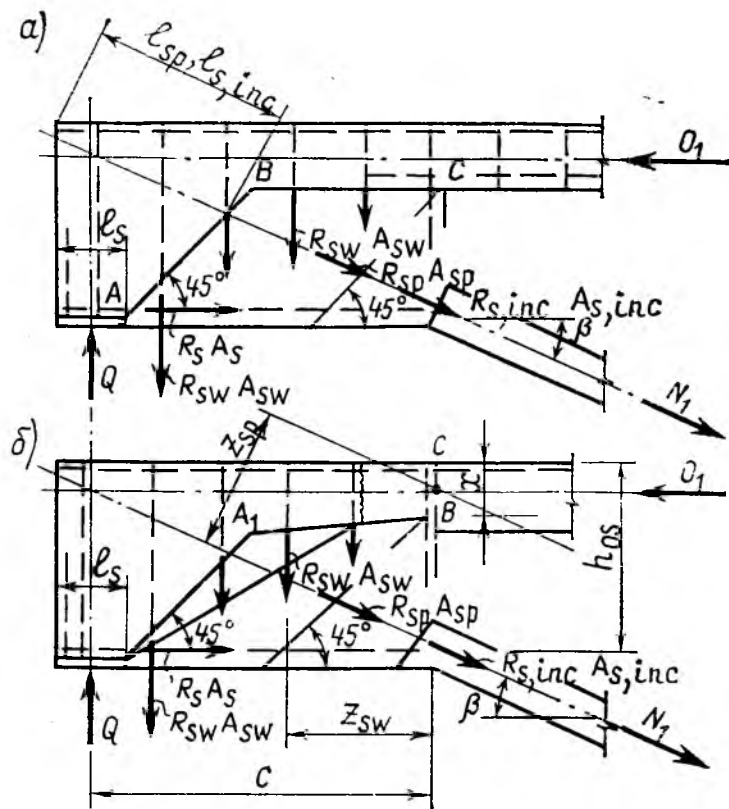


Рис. 3. Сечения узла при расчете на заанкеривание (а) и на изгиб по наклонному сечению (б)

бетона по прочности В30. Полное усилие обжатия с учетом потерь напряжения $P = \sigma_{sp} A_{sp} = 1119,1$ кН; $b \times h = 50 \times 60$, $e_{op} = 9$ см, $\beta = 23^\circ$, $\cos \beta = 0,92$, $\sin \beta = 0,39$, $\sin 2\beta = 0,719$, $\cos 2\beta = 0,69$.

Для упрощения примера расчет проведен не для приведенных характеристик сечения.

Значения полиномов Π и $\Pi_1 - \Pi = 12$ см, $\Pi_1 = 0,5$ см. Характеристика сцепления арматуры с бетоном $t = t_0 = 24,89$ кН/см; $t' = t'_0 = -1,79$ кН/см²; $N_{sp} = -931,65$ кН. Нормальные напряжения $\sigma_y = -1,046$ МПа. Касательные напряжения $\tau_{xy} = -2,76$ МПа. Нормальные напряжения σ_x , определенные как для упругого тела,

$$\sigma_x = \frac{N_{sp} \cos \beta}{A} = -2,86 \text{ МПа.}$$

Главные напряжения по формуле (143) СНиП $\sigma_{mt} = 0,95$ МПа, $\sigma_{mc} = -4,86$ МПа. Согласно условию (141) норм в рассматриваемой точке от усилий обжатия трещины не образуются.

Выводы

Предложенный метод учета взаимодействия концевой участка напрягаемой арматуры с бетоном в узлах железобетонных ферм существенно увеличивает точность расчетной оценки напряженного состояния и момента образования трещин. Метод применим практи-

чески для всех известных конструктивных решений узлов ферм, а также для большинства опорных зон преднапряженных балок, плит и других конструкций.

Разработанные предложения для расчета прочности опорных узлов ферм позволяют распространить существующую методику на современные конструктивные решения. Основные положения расчета и принципы назначения опасных сечений развивают методику [1], хотя выражения для расчета заанкеривания напрягаемой арматуры не являются единичными.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Руководство по расчету и конструированию железобетонных ферм покрытий. — М.: 1971. — 143 с.
2. Шпренгельные фермы для покрытий одноэтажных зданий / К. М. Матвеев, И. С. Приходько, А. Д. Либерман, В. А. Клевцов // Бетон и железобетон. — 1979. — № 4. — С. 14—17.
3. Александров А. Я. Об одном приближенном методе решения плоских контактных задач теории упругости // Строительная механика, расчеты строительных и мостовых конструкций. — М.: Стройиздат. 1955. — С. 5—28.

Упрощение метода расчета на выносливость стержневой арматуры

Метод расчета железобетонных элементов с новой арматурой на выносливость до 1984 г. основывался на принципе снижения усталостной прочности арматуры по отношению к ее прочности при статическом нагружении, которое учитывали введением коэффициента условий работы, определенного как отношение расчетного сопротивления арматуры на выносливость к ее основному значению R_s . Коэффициент условий работы принимали в зависимости от коэффициента асимметрии цикла, класса стержневой арматуры и, в некоторых случаях, от диаметра.

Известно, что прочность стержневой арматуры периодического профиля при многократной повторной нагрузке определяется наличием поверхностных концентраторов, связанных с профилем. Методика расчета на выносливость стержневой арматуры значительно упрощается, если расчетное сопротивление арматуры на выносливость находить в зависимости только от коэффициента асимметрии цикла ρ_s .

При сопоставлении численных значений пределов выносливости арматуры установлено, что при одинаковых ρ_s они незначительно отличаются друг от друга.

На рис. 1 приведен график зависимости усталостной прочности арматуры классов А-II ... Ат-VI при $\rho_s = 0,5$ временного сопротивления σ_b . Временное

сопротивление арматурной стали изменяется в пределах от 530 до 1460 МПа, а предел выносливости данной арматуры мало зависит от нарастания ее прочности.

Приведенный на рис. 1 график, а также данные, полученные при $\rho_s = 0,2$ и $\rho_s = 0,7$, позволяют констатировать:

с увеличением временного сопротивления арматуры (примерно, в 3 раза) столь же существенного увеличения предела выносливости не наблюдается; отклонение значений предела выносливости от его средней величины во всех случаях находится в пределах разброса опытных данных;

горячекатаная и термомеханически упроченная арматура с точки зрения усталостной прочности проявляют себя одинаково;

с увеличением диаметра арматуры с 12 до 40 мм предел выносливости незначительно повышается.

Таким образом, можно вычислять расчетное сопротивление на выносливость для стержневой арматуры только в функции ρ_s .

Надежным является метод, предусматривающий установление статистической взаимозависимости опытных значений пределов выносливости и асимметрии цикла. Для статистической обработки результатов все экспериментальные значения для каждого класса арматуры

наносили на рис. 2. Координаты $\lg \sigma_p$ — $-\rho_s$ позволили выделить два прямолинейных участка — при $\rho_s = (+0,4) \dots (+0,9)$ и при $\rho_s = (+0,4) \dots (-1)$. В результате обработки получены уравнения линии регрессии в логарифмических координатах:

$$\left. \begin{aligned} \text{при } \rho_s = (+0,4) \dots (-1) \lg \sigma_p &= \\ &= 3,3216 + 0,1213\rho_s; \\ \text{при } \rho_s = (+0,4) \dots (+0,9) \lg \sigma_p &= \\ &= 3,0949 + 0,922\rho_s. \end{aligned} \right\} (1)$$

На основании этих данных построена кривая степенных функций и доверительный интервал в обычных координатах (см. рис. 2). Расчетное сопротивление стержневой арматуры на выносливость можно определить по той же методике, что и основное расчетное сопротивление арматуры

$$R_{sp} = \frac{\bar{R}_{sp} - 2S}{\gamma_s}, \quad (2)$$

где R_{sp} — среднестатистический предел выносливости; S — стандарт (среднеквадратическое отклонение); γ_s — коэффициент надежности арматуры: $\gamma_s = 1,15$.

Значения расчетного сопротивления стержневой арматуры на выносливость, вычисленные по формулам (1), (2), приведены в таблице и на рис. 2 линией, имеющей перелом при $\rho_s = 0,4$.

Для упрощения вычислений R_{sp} две функции вида $R_{sp} = a\rho_s + b$ целесообразно аппроксимировать одной гиперболической функцией, в которую переменная величина ρ_s входит в первой степени:

$$R_{sp} = \frac{a - b\rho_s}{c - \rho_s}. \quad (3)$$

Подставляя в формулу (3) последовательно три значения ρ_s (0; 0,5 и 0,8) и три соответствующих им значения R_{sp} (145, 240 и 488 МПа), определенное по формуле (2), из совместного решения трех уравнений с округлением результата

$$R_{sp} = \frac{165 - 45\rho_s}{1,1 - \rho_s}. \quad (4)$$

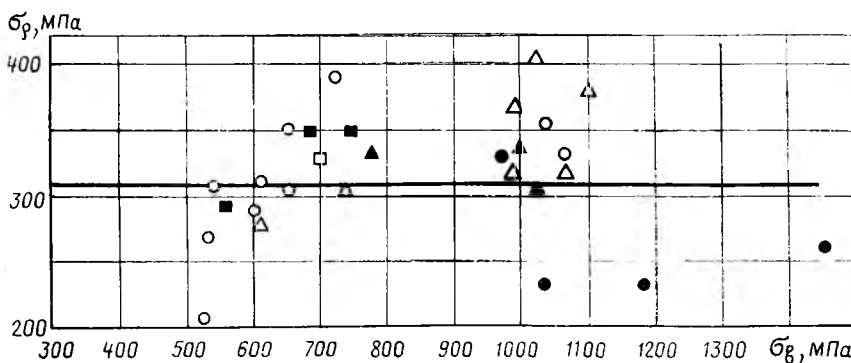
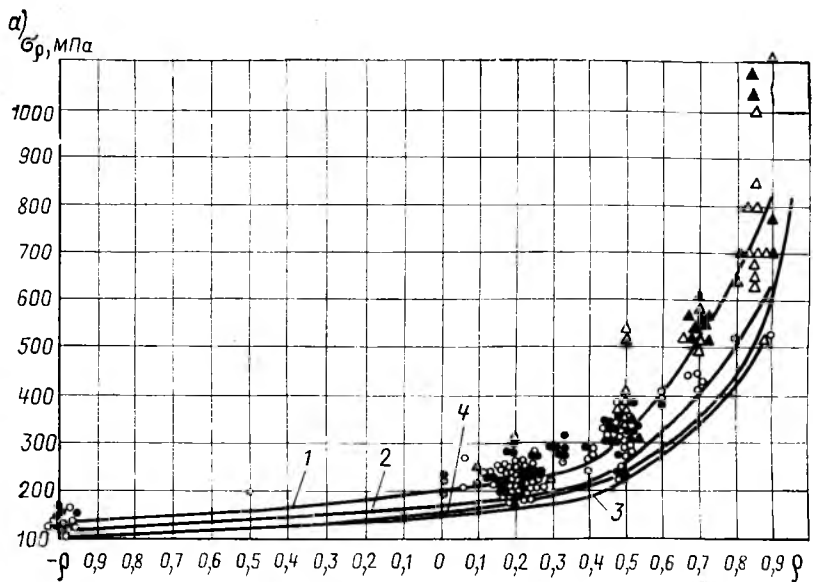


Рис. 1. Данные об усталостной прочности стержней периодического профиля при $\rho_s = 0,5$ временного сопротивления арматурной стали
 Δ — НИИЖБ; \blacktriangle — ВНИИ железобетона; \square — ВНИИ транспортного стр-ва; \blacksquare — НИИС Гидропроекта

Рис. 2. Сравнение экспериментальных и расчетных значений пределов выносливости стержневой арматуры периодического профиля классов А-II...Ат-VII

а — в простых координатах; б — в полулогарифмических координатах; ○ — А-II—НИИЖБ, ВНИИ транспортного стр-ва, НИС Гидропроекта, МИИТ, ЦНИИСК, ЧССР; ● — А-III, А-IIIв—НИИЖБ, ВНИИ транспортного строительства, НИС Гидропроекта, Уральский политехнический ин-т, ЧССР, ГДР, НИИмостов, △ — А-IV—НИИЖБ, ВНИИ транспортного стр-ва, МАДИ, ЦНИИчермет, ин-т черной металлургии, ВНИИжелезобетона; ▲ — А-V...Ат-VII—НИИЖБ, ВНИИжелезобетона; 1 — R_{sp} ; 2 — $R_{sp}-2 S$; 3 — (2); 4 — (4); 5, 6 — (1); 7 — $\lg \sigma_p - 2S$



В таблице приведены числовые значения новой упрощенной гиперболической функции при расчете на выносливость стержневой арматуры классов А-I... А-VII.

На рис. 2 приведена гиперболическая кривая зависимости расчетного сопротивления на выносливость R_{sp} от ρ_s . Она хорошо совпадает с кривыми, полученными в результате вычислений по степенным функциям. Если линии, соответствующие значениям расчетных сопротивлений R_s арматуры классов А-I... А-VII, то точки пересечения прямых линий с кривой указывают границы, выше которых для данного класса арматуры вычислений производить не следует.

Формула	$R_s \rho$ при ρ_s								
	-1	-0,2	0	0,2	0,4	0,5	0,7	0,8	0,9
(2)	100	130	145	160	180	240	340	438	510
(4)	100	134	150	174	210	238	334	430	620
(5)	—	—	190	190	227	250	340	430	61

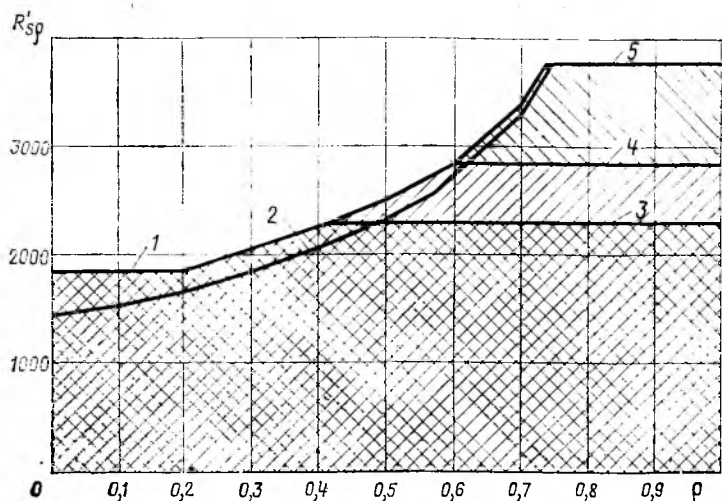
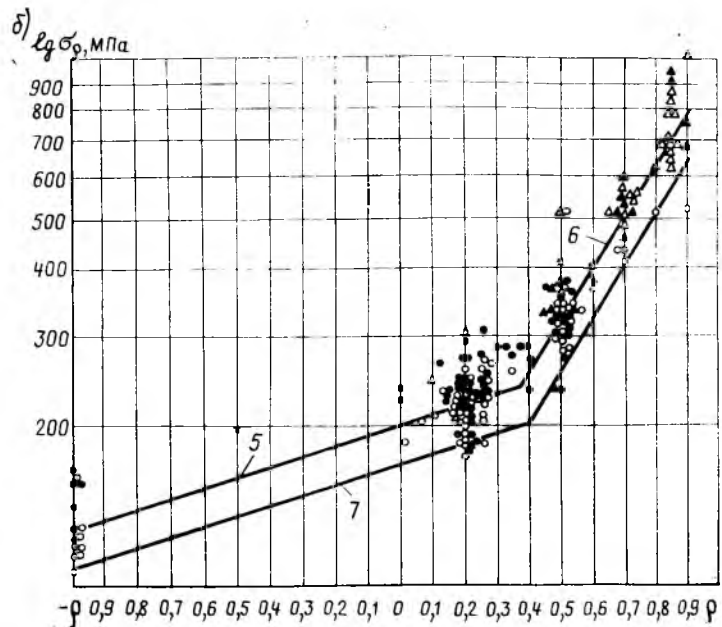
Результаты подсчета по новой методике и СНиП 2.03.01—84, как правило, идут в запас прочности. В наиболее часто встречающихся случаях расход стали сокращается на 1... 8%.

Для изгибаемых ненапрягаемых элементов из тяжелого бетона анализ опытных данных позволил определить экспериментальные зависимости, учитывающие влияние накопления остаточных напряжений бетона в продольной растянутой арматуре при различных значениях ρ_s^* .

* Гуменюк В. С., Мулин Н. М., Фридлянов Б. Н. Уточнение расчета растянутой арматуры изгибаемых элементов на выносливость // Бетон и железобетон. — 1980. — № 3. — С. 30—31.

Рис. 3. Предел выносливости стержневой ненапрягаемой арматуры при расчете изгибаемых элементов из тяжелого бетона

1 — (5); 2 — (4); 3 — А-I; 4 — А-II; 5 — А-III



Эти зависимости нашли отражение в СНиП 2.03.01—84, обобщенно их можно выразить упрощенным методом

$$R_{sp} = \frac{185 - 70 \rho_s}{1,1 - \rho_s} \quad (5)$$

где $R_{sp} = 190$ МПа при $\rho_s = 0 \dots 0,2$.

В таблице и на рис. 3 показан предел выносливости по новой методике

ненапрягаемой стержневой арматуры при расчете изгибаемых элементов из тяжелого бетона.

Выводы

Результаты проведенных испытаний позволяют рекомендовать упрощенную методику определения расчетных сопротивлений на выносливость для стерж-

невой арматуры независимо от класса, прочности и диаметров.

Расчетное сопротивление стержневой арматуры при многократном повторении нагрузки следует подсчитывать по формуле (4), принимая $R_{sp} \leq R_s$.

Ненапрягаемую стержневую арматуру по новой упрощенной методике рекомендуется подсчитывать по формуле (5).

УДК 624.012.45:624.044.001.24

Л. Р. МАИЛЯН, канд. техн. наук (РИСИ)

Расчет статически неопределимых балок при невыполнении предпосылок метода предельного равновесия

Одной из основных расчетных предпосылок метода предельного равновесия [1] является постоянство и равенство момента в пластическом шарнире его максимальному значению M_R при продолжающемся практически неограниченном деформировании. Однако в сильноармированных сечениях момент после достижения максимума снижается при продолжающемся деформировании. В слабоармированных сечениях после достижения максимума момент остается практически постоянным, но продолжающееся деформирование ограничено предельными деформациями арматуры, соответствующими разрыву. Исчерпание несущей способности статически неопределимых балок с такими сечениями может происходить при не достигших максимума моментах во всех расчетных сечениях, и метод предельного равновесия оказывается неприменим вследствие невыполнения своих предпосылок.

При этом для расчета необходимо располагать полными диаграммами деформирования $M-1/r$ с нисходящими ветвями, которые можно построить шагово-итерационным способом [2...4, 6], по которому при заданных с определенным шагом изменения деформациях краевого сжатого волокна бетона $\bar{\epsilon}_b$ записывают интегральные выражения равнодействующих в сжатом и растянутом бетоне и арматуре

$$\left. \begin{aligned} N_b &= b \int_0^{\bar{x}_b} \sigma_b [\epsilon_b(x)] dx; \\ N_{bt} &= b \int_0^{\bar{x}_{bt}} \sigma_{bt} [\epsilon_{bt}(x)] dx; \end{aligned} \right\} (1)$$

$$\left. \begin{aligned} N_s &= \epsilon_s E'_s A_s; \\ N'_s &= \epsilon'_s E'_s A'_s. \end{aligned} \right\} (2)$$

где E'_s — секущий модуль деформаций арматуры; σ_b (ϵ_b) и σ_{bt} (ϵ_{bt}) — зависимости σ — ϵ бетона при сжатии и растяжении, принимаемые, например, по рекомендациям ЕКБ-ФИП

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_b}{R_b} &= \frac{k_b \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bR}} \right) - \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bR}} \right)^2}{1 + (k_b - 2) \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bR}} \right)}; \\ \frac{\sigma_{bt}}{R_{bt}} &= \frac{k_{bt} \left(\frac{\epsilon_{bt}}{\epsilon_{btR}} \right) - \left(\frac{\epsilon_{bt}}{\epsilon_{btR}} \right)^2}{1 + (k_{bt} - 2) \left(\frac{\epsilon_{bt}}{\epsilon_{btR}} \right)}. \end{aligned} \right\} (3)$$

В качестве закона изменения деформаций по высоте сечения $\epsilon_b(x)$, $\epsilon_{bt}(x)$ принимают гипотезу плоских сечений или ее модификацию для средних деформаций, позволяющую также получить соотношения деформаций краевого волокна сжатого бетона и растянутой арматуры

$$\left. \begin{aligned} \frac{\bar{\epsilon}_b}{\epsilon_s} &= \frac{\bar{x}_b}{h_0 - \bar{x}_b}; \\ \frac{\bar{\epsilon}_b}{\epsilon_s} &= \frac{\psi_b}{\psi_s} \frac{\bar{x}_b}{h_0 - \bar{x}_b} \end{aligned} \right\} (4)$$

где коэффициенты ψ_b и ψ_s имеют тот же смысл, что в СНиП 2.03.01—84.

Из уравнения проекций всех сил на горизонтальную ось

$$\sum X = N_b - N_{bt} + N'_s - N_s = 0 \quad (5)$$

при заданных деформациях краевого волокна $\bar{\epsilon}_b$ однозначно определяют высоту

сжатой \bar{x}_b и растянутой \bar{x}_{bt} зон бетона. Далее устанавливают момент, воспринимаемый сечением, и его кривизну.

$$\begin{aligned} M &= b \int_0^{\bar{x}_b} \sigma_b [\epsilon_b(x)] x dx + b \times \\ &\times \int_0^{\bar{x}_{bt}} \sigma_{bt} [\epsilon_{bt}(x)] x dx + \\ &+ \epsilon_s E'_s A_s (h_0 - \bar{x}_b) + \\ &+ \epsilon'_s E'_s A'_s (\bar{x}_b - a'); \end{aligned} \quad (6)$$

$$\frac{1}{r} = \frac{\bar{\epsilon}_b + \epsilon_s}{h_0} \quad (7)$$

Затем деформациям краевого волокна $\bar{\epsilon}_b$ присваивают новое значение и расчет повторяют. Так, двигаясь с определенным шагом, можно полностью построить расчетную диаграмму $M-1/r$ с нисходящей ветвью.

Основное затруднение использования полных (с нисходящими ветвями) диаграмм «момент — кривизна» в расчете статически неопределимых балок заключается в том, что при традиционном подходе «нагрузка — усилия — деформации» проявляется двойственность решения — одному значению момента соответствуют два значения кривизны (на восходящей и нисходящей ветвях диаграммы $M-1/r$). Для избежания этого в основу разработанного расчета положен обратный подход [2] — от деформаций к усилиям и далее к нагрузке.

Для примера рассмотрим расчет одной из статически неопределимой балки, жестко защемленной с одной стороны и шарнирно опертой с другой. Расчет начинают с построения диаграмм $M-1/r$

по шагово-итерационной методике. Затем по соотношению предельных моментов в расчетных сечениях $M_{R,оп}/M_{R,пр}$ и их условий работы по упругому расчету $M_{оп}^y/M_{пр}^y$ выбирают наиболее напряженное сечение j -опорное или пролетное, задают начальное значение его кривизны $1/r_j$ и устанавливают по диаграмме $M-1/r$ соответствующий момент M_j .

В принятой основной системе метода сил за неизвестное усилие X_1 принимают момент в наиболее напряженном сечении. Тогда единичный коэффициент δ_{11} канонического уравнения, определяемый умножением единичной эпюры самой на себя, будет конечным численным значением S , а свободный член Δ_{1P} , подсчитываемый умножением единичной на грузовую эпюры — функцией нагрузки $f(P)$. Таким образом, коническое уравнение метода сил решается относительно не усилия X_1 , величина которого уже известна по заданной кривизне, а относительно внешней нагрузки, входящей в свободный член [2]

$$\Delta_{1P} = f(P) = -\delta_{11} X_1 = -SM_j. \quad (8)$$

Отсюда находят нагрузку P , момент в другом расчетном сечении M_k и строят эпюру моментов. Таким образом, момент в наиболее напряженном сечении j является фиксированным, зависящим лишь от принятой кривизны сечения, изменяются же на каждой итерации P и M_k .

По построенной эпюре моментов корректируют кривизну и жесткость участков и производят новый расчет системы до получения сходимости итерационного процесса. Затем кривизне наиболее напряженного сечения присваивают новое значение и расчет повторяют.

В общем случае, когда статически неопределимая балка имеет n лишних связей, то задаваемым параметром также является кривизна наиболее напряженного расчетного сечения, по которой устанавливают момент в нем $M_j = X_1$. При этом систему канонических уравнений метода сил однозначно решают относительно оставшихся неизвестных усилий X_2, X_3, \dots, X_n и P .

После достижения кривизной $1/r_j$ величины, соответствующей $M_{R,j}$, момент в наиболее напряженном сечении j снижается при увеличивающейся кривизне (реализация нисходящей ветви зависимости $M-1/r$). Моменты на соседних участках также снижаются, но при уменьшающейся кривизне, поскольку их предельные значения не достигнуты и в них практически происходит разгрузка. На участках с эпюрой другого знака в зависимости от схемы загрузки и армирования, моменты при этом могут возрастать или снижаться. Указанное явление необходимо учитывать в расчетах. В целом

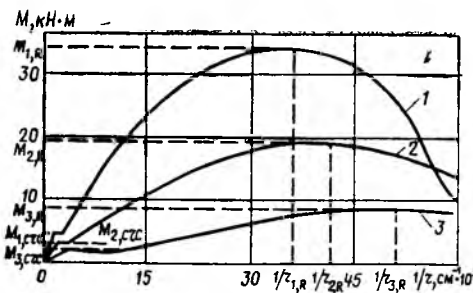


Рис. 1. Зависимость $M-1/r$ для балок с сильным (1), средним (2) и слабым (3) армированием

же, в n статически неопределимой системе нисходящая ветвь может реализоваться всего в $n+1$ сечении, а при возрастании нагрузки — в n сечениях.

Расчет по изложенному алгоритму повторяют до достижения кривизны в сечении j , примерно вдвое превышающей значение, соответствующее максимальной несущей способности. Несущая способность определяется максимальной нагрузкой, полученной в расчетах. Кроме несущей способности устанавливают распределение усилий на всех стадиях работы, включая закритическую. Предлагаемый расчет является, по существу, шагово-итерационной постановкой метода неустойчиво-пластических связей, аналитические основы которого разработаны в работе [5].

Для проверки разработанного метода расчета испытали [4] 6 однопролетных и 10 неразрезных двухпролетных железобетонных балок со слабо- и сильноармированными сечениями (арматура класса А-III).

Однопролетные ($l=200$ см) балки размером $12 \times 20 \times 230$ см загружали сосредоточенными силами посередине или в третях пролетов. Двухпролетные ($l=2 \times 200$ см) неразрезные балки размером $12 \times 20 \times 430$ см загружали сосредоточенными силами, приложенными на расстоянии $0,17l$ и $0,67l$ от крайних опор. При этом отношение опорных и пролетных моментов по расчету упругой системы составляло $(M_{оп}/M_{пр})^y = 0,65$ и 2 . Часть неразрезных балок имела одинаковые сильноармированные опорные и пролетные сечения, часть была заармирована так, что более напряженные расчетные сечения оказались слабоармированы, а менее напряженные — сильноармированы.

Процент армирования балок варьировали в слабоармированных сечениях $0,156 \dots 0,353$ %, а в сильноармированных — $4,83 \dots 5,92$ %. В экспериментах использовали тяжелый бетон $R_b = 20 \dots 30$ МПа. Отличительная особенность испытаний заключалась в постоянстве скорости деформирования балок (прогибов

посередине пролетов ≈ 1 мм/мин) на всех стадиях работы, включая снижение до 50% нагрузки после достижения максимальной несущей способности. Показания тензодатчиков на нагружающем и опорных динамометрах, прогибомерах, сжатом бетоне по высоте сечения и растянутой арматуре фиксировали осциллографами. Принятая методика позволила зарегистрировать изменение нагрузки P , усилий M , Q , прогибов f и деформаций

$$\bar{\epsilon}_b, \bar{\epsilon}_{bt}, \bar{\epsilon}_s, \bar{\epsilon}'_s, \frac{1}{r} = \frac{\bar{\epsilon}_b + \bar{\epsilon}_s}{h_0} \quad \text{на}$$

всех стадиях, включая закритическую, и построить полные диаграммы деформирования с нисходящими ветвями.

До образования трещин развитие моментов и кривизн как в слабо-, так и в сильноармированных балках происходило примерно по линейному закону. При образовании трещин на диаграммах $M-1/r$ наблюдался скачкообразный приток кривизны с одновременным снижением момента — седловидное углубление (рис. 1). После трещинообразования диаграммы $M-1/r$ приобретали нелинейность. Достижение максимума $M_R, 1/r_R$ диаграммы отмечалось в слабоармированных балках при деформациях арматуры за площадкой текучести и деформациях бетона, меньших или близких к ϵ_{bR} . В сильноармированных балках максимуму $M_R, 1/r_R$ соответствовали деформации арматуры, не достигающие площадки текучести и деформации бетона, существенно превышающие ϵ_{bR} .

После зафиксированного максимума диаграммы $M-1/r$ в слабоармированных сечениях момент снижался незначительно (≤ 2 %) при ограниченном росте кривизн, обусловленном разрывом арматуры. В сильноармированных сечениях диаграмма $M-1/r$ после достижения максимума имела ярко выраженную нисходящую ветвь — при неограниченном росте кривизны момент значительно снижался (≥ 30 %).

Теоретические диаграммы $M-1/r$, построенные шагово-итерационным способом, хорошо описывали опытные и имели те же особенности (вплоть до седловидного углубления при трещинообразовании, описанного в работе [3]). Максимальные теоретические моменты отличались от опытных не более чем на 2,8 % — в слабо- и 4,7 — в сильноармированных балках.

В неразрезных сильноармированных балках, испытанных с постоянной скоростью деформирования, распределение усилий до образования трещин хорошо соответствовало расчету балок как упругих систем (отклонения не превышали 4%). С появлением трещин отмечалось откло-

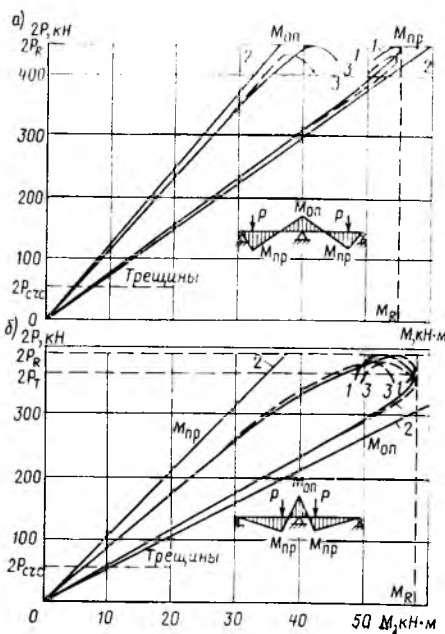


Рис. 2. Перераспределение усилий в опытных неразрезных сильноармированных балках
 а — НБР-400; б — НБР-400
 0,65—1,08 2—1,08
 1 — по опыту; 2 — по расчету упругой системы; 3 — по методу неустойчиво-пластических связей. Первая цифра в шифре балок означает проектную марку бетона, вторая — отношение опорных и пролетных моментов по упругому расчету, третья — отношение ϵ/ϵ_R в расчетных сечениях

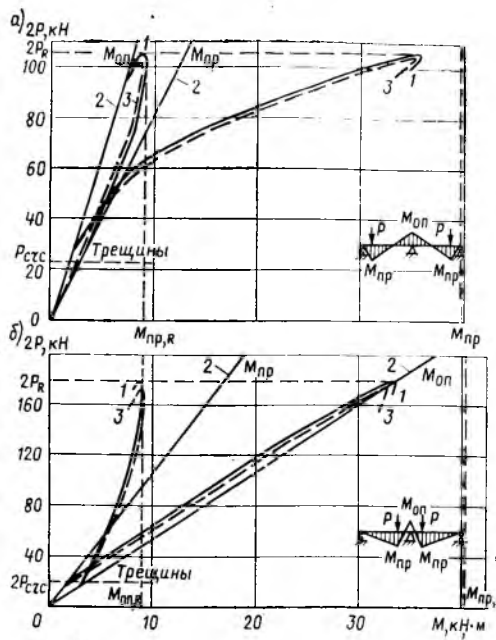


Рис. 3. Перераспределение усилий в неразрезных балках с сильноотличающимся армированием расчетных сечений
 а — НБР-200; б — НБР-250
 0,65—12,5 2—0,08
 Условные обозначения см. по рис. 2

нение опытных моментов от данных расчета упругой системы, в эксплуатационной стадии оно составило 11...19%.

После достижения в наиболее напряженном расчетном сечении предельного момента M_R с ростом нагрузки момент в нем снижался при увеличивающейся кривизне (реализация нисходящей ветви диаграммы $M-1/r$ этого сечения). При этом момент в другом сечении возрастал. Исчерпание несущей способности балок происходило при уже снизившемся после достижения максимума моменте в наиболее напряженном расчетном сечении (опорном или пролетном) и еще не достигшем своего возможного максимума моменте в другом — менее напряженном расчетном сечении (пролетном или опорном) (рис. 2). После достижения максимальной несущей способности момент в наиболее напряженном расчетном сечении продолжал снижаться, момент же в другом расчетном сечении возрастал, пока также не достигал предельного значения (уже при снижении нагрузки), затем тоже снижался.

В неразрезных балках с сильно отличающимся армированием расчетных сечений распределение моментов до образования первых трещин также соответствовало расчету упругой системы ($\Delta \leq 3\%$). После образования трещин в наиболее на-

пряженном (слабоармированном) сечении отмечалось отклонение распределения усилий от данных расчета упругой системы, при эксплуатационных нагрузках оно составляло $>70\%$.

Исчерпание несущей способности балок произошло после достижения в арматуре слабоармированных расчетных сечений напряжений $\sigma_{s,u}$. После достижения максимума моменты в слабоармированных сечениях некоторое время оставались постоянными, затем незначительно (на 1...2%) снижались, после чего наблюдался разрыв арматуры. При этом моменты в сильноармированных расчетных сечениях не достигали предельных значений (рис. 3).

Разработанный метод расчета хорошо описывал распределение моментов на всех стадиях работы, включая предельную и критическую. Отклонения опытных моментов от расчетных при любых нагрузках не превышали 3%, а несущей способности — 2,7% — в сильноармированных неразрезных балках и 5,2 и 3,2% в балках с сильно отличающимся армированием расчетных сечений.

Численный эксперимент — расчет условных статически неопределимых железобетонных балок с различными закреплениями на опорах (от шарнирных до защемленных по обоим концам) и схемами загрузки (от сосредоточенных сил до распределенных нагрузок и их комби-

наций) показал применимость предложенного метода расчета для балочных систем любых расчетных схем.

Дополнительно рассчитали условные статически неопределимые балки со средними и низкими процентами армирования, диаграммы $M-1/r$ сечений которых имели слабовыраженные нисходящие ветви и приближались к идеализированным (билинейным). Расчетом этих балок предлагаемым методом получены практически одинаковые результаты с расчетом по методу предельного равновесия.

Таким образом, когда диаграммы деформирования $M-1/r$ отличаются от идеализированных (билинейных), метод предельного равновесия оказывается неприемлем вследствие невыполнения основных предпосылок, а расчет предлагаемым методом неустойчиво-пластических связей дает хорошее совпадение с опытом. Когда же диаграммы $M-1/r$ близки к идеализированным, расчет методом неустойчиво-пластических связей дает результаты, совпадающие с данными расчета методом предельного равновесия. Кроме того, метод предельного равновесия позволяет определить лишь несущую способность конструкций, в то время как метод неустойчиво-пластических связей — распределение усилий на всех стадиях работы, включая предельную и критическую с позиций единого системного подхода, что является важным в методологическом плане.

Разработанный общий метод неустойчиво-пластических связей с учетом нисходящей ветви деформирования, проверенный экспериментальным и численным образом, целесообразно применять для расчета статически неопределимых железобетонных балок на всех стадиях работы.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гвоздев А. А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. Сущность метода и его обоснование. — М.: Стройиздат, 1948. — 280 с.
2. Маилян Л. Р., Асаад Р. Х., Силь Г. Р. Итерационный метод расчета статически неопределимых балок с учетом нисходящей ветви деформирования при однократных и повторных нагрузках // Совершенствование методов расчета и повышение надежности железобетонных конструкций. — Ростов н/Д: РИСИ, 1984. — С. 104—108.
3. Беккиев М. Ю., Маилян Л. Р. Расчет изгибаемых железобетонных элементов различной формы поперечного сечения с учетом нисходящей ветви деформирования. — Нальчик: КБАМИ, 1985. — 132 с.
4. Асаад Р. Х. Разработка методов расчета статически неопределимых железобетонных балок с учетом нисходящей ветви деформирования: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. — Ташкент, 1984. — 24 с.
5. Зайцев Л. Н., Маилян Л. Р. Расчет статически неопределимых железобетонных систем методом неустойчиво-пластических связей // Вопросы прочности, трещиностойкости и деформативности железобетона. — Ростов н/Д: РИСИ, 1983. — С. 114—124.
6. Гуца Ю. П., Лемыш Л. Л. Расчет деформаций конструкций на всех стадиях при кратковременном и длительном нагружении // Бетон и железобетон. — 1985. — № 11. — С. 13—16.

Прочность элементов прямоугольного сечения при кручении

Элементы, подвергнутые чистому кручению, встречаются редко, однако методика расчета их на кручение позволит перейти к расчету при совместном действии крутящего момента с другими силовыми факторами на основе кривых или поверхностей взаимодействия.

При кручении железобетонных элементов возможны несколько случаев разрушения, зависящих от степени продольного и поперечного армирования, их соотношения, а также прочности бетона. Первые наклонные трещины всегда появляются на широких гранях элемента под углом 45° .

При расчете приняты следующие предположения:

трещины развиваются по спирали под углом 45° к оси элемента;

арматура работает на растяжение, а усилия в ней являются равномерно распределенными силовыми интенсивностями продольного q_s и поперечного q_{sw} армирования (см. рисунок), определяемыми из выражений

$$\left. \begin{aligned} q_s &= \frac{\sigma_{sy} A_{s, tot}}{2(h_s + b_s)} ; \\ q_{sw} &= \frac{\sigma_{swy} A_{sw}}{S} , \end{aligned} \right\} (1)$$

где A_{sw} — площадь поперечного сечения одного поперечного стержня; σ_{sy} , σ_{swy} — предел текучести продольной и поперечной арматуры; $b_0 \eta$ — плечо внутренней пары сил, зависящее от соотношения q_s/q_{sw} и уровня напряжений в арматуре, подсчитывают как произведение рабочей ширины сечения b_0 и эмпирической функции η (см. рисунок).

Равнодействующая усилий в арматуре

$$N = \frac{h_s q}{\sin 45^\circ} , \quad (2)$$

где $q = \sqrt{q_s^2 + q_{sw}^2}$.

Проекция этой силы на нормаль к направлению трещины (см. рисунок)

$$N_s = \frac{h_s q \cos(45^\circ - \arcsin \frac{q_{sw}}{q})}{\sin 45^\circ} . \quad (3)$$

Тогда крутящий момент относительно продольной оси, проходящей через

точку приложения равнодействующей сжимающих напряжений в бетоне N_b ,

$$T = N_s b_0 \eta . \quad (4)$$

Для установления η использовали опытные данные работы [1] при испытании на кручение 49 балок прямоугольного сечения, имеющих большой диапазон изменения основных характеристик. В этих опытах наблюдались все возможные случаи разрушения — 22 балки разрушились с образованием пластического шарнира, 8 при текучести только продольной арматуры, 9 при текучести только поперечной арматуры, 7 по бетону в условиях перearмирования и 2 с появлением первой трещины в условиях слабого армирования.

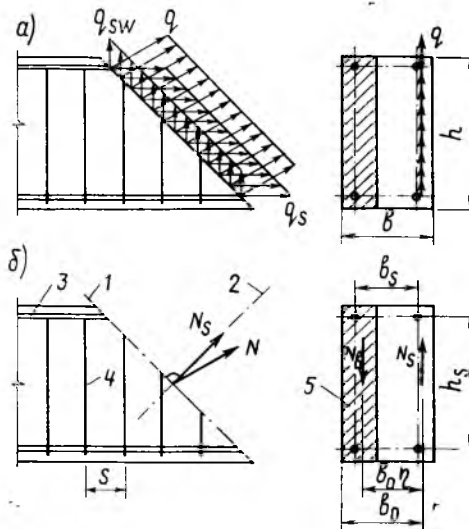
В результате обработки опытных данных получена функция

$$\eta = \frac{1,15}{1 + 2\alpha} \cos \left[\arcsin \left(\frac{q_{sw}}{q_s} \right) - 45^\circ \right] , \quad (5)$$

где $\alpha = \sqrt{\alpha_s^2 + \alpha_{sw}^2}$;

$$\alpha_s = \frac{\sigma_{sy} A_{s, tot}}{R_b b h} ;$$

$$\alpha_{sw} = \frac{2\sigma_{swy} A_{sw}}{R_b b S} -$$



Участок бруса (вид сбоку и проекция наклонного сечения)

a — силовые интенсивности армирования; b — приложение нормальных сил; 1 — направление трещины; 2 — нормаль к направлению трещины; $3, 4$ — стержни продольной и поперечной арматуры; 5 — сжатая зона бетона

— механические коэффициенты продольного и поперечного армирования, характеризующие отношения ресурсов прочности сечения на растяжение к ресурсам прочности на сжатие в продольном и поперечном направлениях, комплексно учитывающие влияние прочности стали, бетона, степени продольного и поперечного армирования.

Подставляя η из формулы (5) в (4) с учетом N_s из выражения (3), получим

$$T = \frac{1,62}{1 + 2\alpha} b_0 h_s q \cos \times \left(45^\circ - \arcsin \frac{q_{sw}}{q} \right) \times \cos \left[\arcsin \left(\frac{q_{sw}}{q_s} \right) - 45^\circ \right] . \quad (6)$$

Для проверки достоверности предлагаемой формулы обработали дополнительно данные 20 балок [2—4]. Суммы квадратов отклонений при расчете по формуле (6) и по методике СНиП составили 0,409 и 3,3.

Выводы

Предлагаемая методика более точно оценивает прочность железобетонных элементов прямоугольного сечения при кручении по сравнению со СНиП. Формула (6) справедлива для всех случаев разрушения за исключением разрушения с появлением первой трещины в условиях слабого армирования.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Hsu T.T.C. Torsion of Structural Concrete Behavior of Reinforced Concrete Rectangular Members // Torsion of Structural Concrete, Special Publication No. 18 — Detroit: 1968. — P. 261—
2. Ernst G.C. Ultimate Torsional Properties of Rectangular Reinforced Concrete Beams/ACI Journal, Proceedings, V. 54. — 1957. — p. 341—356.
3. Лялин И. П. Экспериментальное исследование работы железобетонных балок прямоугольного сечения, подверженных совместному действию поперечной силы, изгибающего и крутящего моментов // Исследование прочности элементов железобетонных конструкций. — М. — Госстройиздат, 1959. — Вып. 5. — С. 72—81.
4. Лессинг Н. И. Исследование случаев разрушения по бетону железобетонных элементов прямоугольного сечения, работающих на изгиб с кручением // Экспериментально-теоретические исследования по усовершенствованию расчета. — М.: Госстройиздат, 1961. — Вып. 23. — С. 229—271.

УДК 624.075.23.04.002.234

Л. И. МРАЧКОВСКИЙ, канд. техн. наук (ЦНИИпромзданий)

О необходимости снижения нагрузок при расчете колонн многоэтажных промзданий

Определяющим направлением в области промышленного строительства является повышение этажности зданий из сборного железобетона. В отдельных случаях при реконструкции действующих предприятий возведение многоэтажных зданий является единственно возможным решением для расширения производства. Техническое перевооружение и реконструкция действующих предприятий, в том числе и за счет повышения этажности зданий, особенно важны для ускорения научно-технического прогресса. Например, удельный вес многоэтажных зданий в Москве по состоянию на 1985 г. достиг 80% общего объема промышленного строительства [1].

Однако действовавшие ранее СНиП II-6-74 и заменяющие их СНиП 2.01.7-85 не предусматривают снижения нагрузок на колонны многоэтажных промышленных зданий, что ведет к необоснованному расходу стали и бетона.

Необходимость снижения нагрузок достаточно обоснована на анализе примеров проектирования многоэтажных промышленных зданий. Многолетний опыт ЦНИИпромзданий по изучению фактических нагрузок на перекрытия многоэтажных зданий показывает, что при проектировании нагрузки значительно завышаются [2]. В разрабатываемых проектах временные нагрузки на перекрытия принимаются по наиболее нагруженным участкам данного производства, которые занимают не более 5% всех производственных площадей.

Для обоснования фактов завышения нагрузок на перекрытия при проектировании промышленных предприятий в табл. 1 приведены примеры из анализа ЦНИИпромзданий.

Перечень объектов можно продолжить по всем отраслям промышленного производства. Разрабатываемые нормативы нагрузок исходят из максимального загрузки по отдельным участкам производств, поэтому вероятность сочетания максимальных нагрузок с увеличением этажности зданий уменьшается.

Загрузочные площади перекрытий,

приходящиеся на одну колонну, в многоэтажных производственных зданиях строго регламентированы и в зависимости от шага и пролета равны 18 м² (для крайних колонн поперечных рам при сетке 6×6 м), 27 м² (при сетке 6×9 м), 36 м² (при сетке 6×12 м); с увеличением шага колонн могут быть и выше (72 м² при сетке колонн 12×12 м).

При определении продольных усилий для колонн и соответственно фундаментов нагрузки от двух и более перекрытий промышленных зданий рекоменду-

ется снижать умножением на коэффициент сочетания ψ_n , равный:

$$\psi_n = 0,6 + \frac{\psi_A - 0,5}{\sqrt{n}}$$

где ψ_A — коэффициент, зависящий от нагрузочной площади перекрытий (для 18 м² равен 0,95; 27 м² — 0,9; 36 м² и более — 0,85); n — общее число перекрытий.

В табл. 2 даны коэффициенты, подсчитанные по вышеприведенной формуле для 3-6-этажных зданий.

Коэффициент ψ_n вполне обоснован и обеспечивает надежную работу колонн в многоэтажных промышленных зданиях. Обозначения коэффициентов в предлагаемой формуле по определению коэффициента снижения продольных усилий в колоннах приняты по СНиП 2.01.07—85.

Введение понижающих коэффициентов при расчете колонн позволит более правильно оценить действительную их работу и значительно сократить расход стали и бетона.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Дыховичный Ю. А. О некоторых задачах строительной науки в области железобетонных конструкций // Бетон и железобетон. — 1985. — № 2. — С. 4—6.
2. Аппак Д. А., Селю С. Ю., Гребенюк Л. П. Нормирование временных нагрузок от технологического оборудования на перекрытия многоэтажных производственных зданий // Железобетонные конструкции промышленных зданий. — М.: ЦНИИпромзданий, 1984. — С. 111—121.

На ВДНХ СССР

Вибратор ВП-5

На ВДНХ СССР в объединенных павильонах «Строительство» демонстрируется пневматический прикрепляемый вибратор ВП-5, предназначенный для распределения и уплотнения бетонной смеси в процессе формирования железобетонных труб.

Вибратор состоит из корпуса, пневмодвигателя, шланга и соединительной головки. Он устанавливается в специальные посадочные места и фиксируется отжимными болтами. Применение в пневмодвигателе лопаток с отсекающей кромкой обеспечивает малый расход воздуха и повышает к. п. д. вибратора, а крепление пневмодвигателя в корпусе с помощью клеммного зажима позволяет компенсировать зазоры в соединении, повышая долговечность машины.

Сравнительно высокая частота колебаний (133 Гц) с предусмотренной вынуждающей силой обеспечивает высокоэффективное распределение и уплотнение бетонной смеси в процессе формирования.

Изготовителем является Одесский завод строительно-отделочных машин (270614, Одесса, ул. Осипенко, 83).

Таблица 1

Объект	Автор проекта	Этажность	Эквивалентная равномерно распределенная нагрузка, кПа	
			проектная	фактическая максимальная
Швейная фабрика (Тамбов)	ГПИ-7	4	10	5
		4	15	7
Производственный корпус Нижне-Тагильского медико-инструментального завода	Гипромедпром	4	15	7
Корпус катионных красителей № 1 Чебоксарского химкомбината	Гипрооргхим	4—5	25	12
Типография издательства «Советское Зауралье» (Курган)	ГипроНИИполиграф	4	15	8
Книжная база Москнига (Дегунино)	ГипроНИИполиграф	5	25	17
Предприятие по производству электродвигателей малой мощности (Пермь)	Моспроект Гипроэнергопром	4	15	5

Таблица 2

ψ_A	Число перекрытий			
	2	3	4	5
0,95	0,92	0,86	0,82	0,80
0,90	0,88	0,83	0,80	0,77
0,85	0,84	0,80	0,78	0,76

А. В. ЛЮБЕЗНОВ, инж. (Арьевский завод ЖБИ)

Организация ремонтной службы и совершенствование оборудования на заводах ЖБИ

Заводы ЖБИ эксплуатируют не отвечающее современным требованиям технологическое оборудование, а иногда и просто самодельное. В связи с этим особое значение приобретает организация обслуживания оборудования и ремонтных работ, а также внедрения рационализаторских предложений. На протяжении значительного времени были опробованы отдельные организационные структуры ремонтной службы на действующем предприятии. Централизованная ремонтная служба на заводе дает хороший результат при наличии оборотных узлов или агрегатов, которые после замены проходят реставрацию и восстановление. Такая система особенно приемлема в пусконаладочный период цехов, линий. Но при этом необходимо активное участие отдела главного механика, а также хорошее снабжение запасными частями. Нецелесообразно без предварительной подготовки переводить предприятие с цеховой слесарной службой на централизованную. Иногда оправдывает себя обслуживание оборудования непосредственно эксплуатационной бригадой, члены которой должны иметь несколько смежных специальностей. Подобный метод приемлем при несложном оборудовании, например на складе цемента. При достаточной поддержке соответствующих служб внедрение новшеств происходит своевременно.

При эксплуатации оборудования, требующего постоянной очистки, а также частого регулирования и смены уплотнений, целесообразно закреплять за ним постоянно несколько ремонтников. Например, при эксплуатации 12 и более бетоновозных тележек желательно постоянно закрепить за ними слесаря-сварщика и электрика.

Наиболее распространенной является так называемая цеховая ремонтная структура. Однако при такой структуре внедрение рационализаторских предложений осуществляется медленно. Понижается активность структуры при использовании повременной системы оплаты труда. У группы слесарей цеха нет

материальной заинтересованности от конечного результата труда всего цеха. Обычно в цехе имеется своя незначительная по оснащенности ремонтная мастерская для быстрого восстановления оборудования при аварийном и текущем ремонте и контроля технического состояния оборудования. При такой системе ремонтная служба несколько увеличена по численному составу. Часть недостатков цеховой структуры обслуживания позволяет устранить косвенно-сдельная премиальная система оплаты труда, при которой ремонтник заинтересован в объеме и качестве выпускаемой продукции. Для контроля технического состояния оборудования необходимо ввести качественную его оценку и в зависимости от этого выплачивать премию.

При цеховой структуре обслуживания оборудования наиболее эффективным является создание группы по новой технике при ремонтно-механическом цехе.

Таким образом, при создании ремонтной структуры необходимо учитывать множество факторов и в каждом конкретном случае принимать наиболее приемлемую организационную систему. Это обеспечит большую стабильность работы предприятия и экономию материальных ресурсов.

Для повышения производительности труда и надежности оборудования на заводах ЖБИ необходимо проводить его усовершенствование.

Гипростроммашем совместно с заводами-изготовителями были частично модернизированы станки для резки арматурной стали. Однако некоторые из них почти не отличаются от своих предшественников. Весьма устойчивы в работе станки СМЖ-133А и СМЖ-175А, но скорость подвижного ножа не удовлетворяет требуемой производительности арматурного производства. Большая часть подобных станков является надежным оборудованием. Целесообразно в них установить гидроцилиндр в виде телескопического, т. е. цилиндр в цилиндре, где рабочая гидрожидкость по-

дается одновременно во все полости. Это позволит уменьшить усилие на ножах, а также в 3 раза и более увеличить скорость резания.

Так же можно усовершенствовать и формовочную машину СМЖ-227 Кохмского завода «Строммашина». Внедрение гидропривода гарантирует плавность хода, высокую культуру обслуживания и надежность. Подобные конструкции давно используются в кирпичном производстве. Гидропривод формовочной машины имеет три гидроцилиндра. Рабочая гидрожидкость подается одновременно во все их полости. Это позволяет получить необходимую скорость движения каретки пуансонов. Два подвижных цилиндра передвигаются на катках по направляющим швеллерам.

Большое беспокойство вызывает отсос пара из пропарочных камер при их открывании. Пар выпускают непосредственно в цехи, а установленные на камерах гидрозатворы заварены или не работают. Пар вызывает коррозию оборудования, в частности кранового. Гидрозатворы на отсосе пара не дают ожидаемого эффекта ни в надежности, ни в способности работать в автоматическом режиме. Целесообразно разработать достаточные по размерам с проходным сечением 0,3...1 м² пробковые краны из термостойких пластмасс. Их производство несложно, а внедрение даст огромную экономию.

Резервы в увеличении производительности труда имеются не только на заводе, выпускающем конечную продукцию, но и у проектировщиков и поставщиков технологического оборудования.

На ВДНХ СССР

Вибратор ВП-4

В объединенных павильонах «Строительство» ВДНХ СССР демонстрируется пневматический прикрепляемый вибратор ВП-4. Он предназначен для уплотнения бетонных смесей при производстве различных железобетонных конструкций, может быть также установлен на бункерах, желобах и течках для облегчения выгрузки сыпучих материалов.

Вибратор состоит из корпуса со встроенным пневмодвигателем, который соединен шлангом с пусковым краном. Для крепления к вибрируемой конструкции корпус имеет лапы с отверстиями. Конструкция лап предусматривает возможность крепления вибратора в различных его положениях.

Изготовителем является Одесский завод строительно-отделочных машин (270614, Одесса, ул. Осадченко, 83).

Крупный резерв экономии ресурсов

В апреле 1987 г. в объединенных павильонах «Строительство» ВДНХ СССР Управлением стандартизации и технических норм в строительстве и НИИЖБом была проведена школа по теме «Экономия материальных ресурсов в строительстве при внедрении и соблюдении государственных стандартов по контролю качества бетона».

В работе школы приняли участие представители заводских лабораторий, оргтехстроев, проектных и научно-исследовательских институтов, республиканских госстроев, министерств и ведомств.

Программа школы включала лекции по правилам контроля прочности для бетона всех видов, средней плотности легких и ячеистых бетонов (ГОСТ 18105—86, ГОСТ 27005—86), а также правилам подбора состава бетона (ГОСТ 27006—86). Помимо этого были рассмотрены вопросы контроля морозостойкости бетона по ГОСТ 10060—87 и влияния форм для контрольных образцов на оценку прочности бетона и расход цемента.

В лекциях были рассмотрены основные методические положения нового ГОСТ 18105—86, структура которого упрощена по сравнению с ранее действовавшим. Вместо трех отдельных стандартов разработанный документ распространяется на контроль основных видов бетона по прочности на сжатие и растяжение с использованием разрушающих и неразрушающих методов. В стандарте записано, что приемка бетона по прочности без учета его однородности не допускается. Установлена только одна схема контроля с известной вариацией (схема А). Результаты моделирования позволили в новом стандарте значения требуемой прочности принять независимо от объема контроля. Отменен расчет межпартионной вариации и вариации прочности бетона сборных конструкций в проектном возрасте, а также необходимость контроля прочности бетона в проектном возрасте для сборных конструкций, нормируемая отпускная или передаточная прочность которых составляет 90% и более от класса бетона.

Для всех бетонов одновременно с определением требуемой прочности вычисляют ее средний уровень, по которому следует подбирать состав бетонов по ГОСТ 27006—86.

Проведенные в процессе разработки новой редакции стандарта исследования и опыт внедрения статистического контроля прочности бетона на заводах и стройках страны позволили обосновать возможность снижения требуемой прочности бетона в среднем на 5%, что соответствует снижению расхода цемента на 3% по сравнению с действовавшим ранее ГОСТ 18105—80.

Были также изложены основные принципы статистического контроля прочности бетона по результатам испытаний неразрушающими методами, который дает информацию о фактической прочности бетона непосредственно в конструкциях. По сравнению со статистическим контролем по результатам испытаний контрольных кубов при налаженной технологии изготовления конструкций статистический контроль с использованием неразрушающих методов позволяет дополнительно снизить расход цемента.

Участники школы отметили, что апробирование ГОСТ 18105—86 проходит успешно на нескольких заводах ЖБИ Москвы. На предприятиях Минстроя ЛитССР введен статистический контроль прочности бетона как по контрольным кубам, так и неразрушающими методами с помощью ЭВМ. Средний расход цемента на 1 м³ бетона в результате использования современных методов, в том числе и статистического контроля, снижен до 230 кг.

В лекциях по правилам контроля прочности и средней плотности для ячеистых и легких бетонов по ГОСТ 18105—86 и ГОСТ 27005—86 отмечено, что регламентируемые стандартами правила направлены на повышение однородности и плотности бетонов, что будет способствовать повышению качества бетонов и долговечности изделий из них.

С 1977 г. на 30 заводах ячеисто-бетонных конструкций НИИЖБ проводит статистический контроль прочности и

средней плотности ячеистого бетона, в результате которого средняя плотность снижена на 15%. Условием достоверности такого контроля является применение в производстве нерасслаиваемых однородных бетонных смесей плотной или поризованной структуры по всему объему формируемых изделий и образцов. Для конструкционно-теплоизоляционных легких бетонов пониженной плотности с малыми расходами цемента и мелкого заполнителя получение таких смесей достигается поризацией воздухововлекающими добавками.

При заданном качестве легкобетонной смеси и технологии производства фактический уровень средней плотности бетонов, определенный по результатам испытаний образцов и взвешивания изделий, совпадает. Аналогичное совпадение наблюдается и при контроле средней плотности радиоизотопным методом. Надлежащая организация статистического контроля позволяет повысить однородность по прочности и облегчить возможность получения бетона с меньшей плотностью и улучшенными теплозащитными свойствами.

В лекции по контролю морозостойкости бетона по ГОСТ 10060—87 были рассмотрены установленные стандартом методы контроля конструкционных тяжелого, легкого и плотного силикатного бетонов.

Первый метод применяется для бетона всех видов, кроме бетона дорожных и аэродромных покрытий; второй — для бетонов дорожных и аэродромных покрытий и для ускоренного контроля морозостойкости бетона других видов; третий — для ускоренного контроля морозостойкости бетона дорожных и аэродромных покрытий и бетона других видов. Испытание бетона на морозостойкость следует проводить в проектном возрасте, установленном нормативно-технической документацией, при достижении им прочности на сжатие, соответствующей его классу.

Первый метод контроля морозостойкости предусматривает замораживание насыщенных водой образцов при температуре минус 18±2°С с последующим



оттаиванием в воде в строго определенное время в зависимости от размера образцов. Стандарт не учитывает эквивалентный возраст, и поэтому продолжительность оттаивания для бетона каждого класса должна быть постоянной.

Основной отличительной особенностью второго метода контроля морозостойкости является среда — 5%-ный водный раствор хлорида натрия. Третий ускоренный метод предусматривает испытание образцов-кубов с ребром 70 см при температуре минус 50...55°C в 5%-ном растворе хлорида натрия.

При контроле марки бетона по морозостойкости по третьему методу усредненный эффект ускорения испытаний по сравнению с первым методом составляет 30...40 раз, а по сравнению со вторым 5...20.

В лекции о влиянии форм для контрольных образцов на оценку прочности бетона и расход цемента была отмечена заниженная оценка прочности бетона из-за нарушения геометрических размеров образцов-кубов. Из-за искривлений опорных граней при испытании куба меняется схема его загрузки — вместо передачи нагрузки от опорной плиты пресса по всей площади грани нагрузку прикладывают в середине (при выпуклой опорной грани) или по периметру (при вогнутой опорной грани). Изменение схемы загрузки в этих случаях приводит к разрушению куба при меньшей нагрузке, что создает ошибочное представление о фактической прочности бетона.

Результаты сравнительных испытаний образцов, изготовленных в формах плохого качества, показывают, что перерасход цемента может достигать 5...8%. При ежегодном изготовлении в нашей стране более 250 млн. м³ бетона эти проценты превращаются в миллионы тонн цемента. Можно считать, что 2...3 цементных завода при остром дефиците сырья и энергоемком производстве выпускают продукцию только для компенсации недоработок в конструкции и состоянии форм для контрольных кубов бетона.

В настоящее время большинство механических заводов различных строительных министерств и ведомств изготавливает формы по чертежам Индустройпроекта, некоторые из них выпускают до 8...10 тыс. форм в год. Госстрой СССР организует крупносерийное производство форм на предприятиях Минстройматериалов СССР. Так, Симферопольский завод Сантехпром изготавливает по 20...30 тыс. форм в год, и этот объем уже в будущем году резко возрастет.

Проверки, проведенные НИИЖБом и другими институтами, показали, что многие лаборатории оснащены современными по конструкции формами. Измерения отклонений от плоскостности и перпендикулярности граней кубов, изготовленных в таких формах, показывают их полное соответствие ГОСТ 10180—78. Это исключает возможность перерасхода цемента, связанного с заниженной оценкой прочности бетона.

Основной целью ГОСТ 27006—86 «Бетоны. Правила подбора состава» является установление единых правил по подбору составов различных бетонов и их корректировка в производственных

условиях. Это позволит эффективно подбирать состав бетона, улучшить контроль его качества и получить экономно вяжущего и трудовых затрат.

Программа школы наметила пути повышения качества бетонных и железобетонных изделий, снижения материальных ресурсов при условии использования стандартов, регламентирующих правила и методы контроля.

И. Н. НАГОРНЯК, инж.

(Госстрой СССР);

И. М. ДРОБЯЩЕНКО, канд.
техн. наук (НИИЖБ)

Библиография

УДК 620.179.1(06)

Полезная книга

Неразрушающие методы испытания бетона / О. В. Лужин, В. А. Волохов, Г. Б. Шмаков, Г. Я. Почтовик, Э. Поль, З. Вебер. — М.: Стройиздат, 1985. — 235 с.

Рецензируемая книга международного коллектива авторов является совместным изданием СССР—ГДР по неразрушающим методам испытания бетона. Выйдя в свет, она сразу стала библиографической редкостью. В ней на основе накопленного в странах СЭВ (СССР, ГДР, ЧССР) материала по теории, методике и технике неразрушающих испытаний бетонных и железобетонных конструкций рассматриваются возможности этих методов в промышленности сборного железобетона и в строительстве.

В книге широко представлен опыт практического применения наиболее распространенных и получивших признание акустических, механических, магнитных и радиационных методов испытаний. Уделяется внимание перспективным методам испытаний, таким, как термический и комплексный. Приводятся основные сведения по теории вероятностей, математической статистике и метрологии, положенные в основу обработки результатов неразрушающих испытаний при оценке качества изделий и сооружений. Даются примеры решения конкретных, часто встречающихся в практике строительства задач с помощью неразрушающих методов испытаний.

Приводятся сведения об опыте практического использования ультразвукового метода испытания бетона по его тех-

нико-экономической эффективности на заводах сборного железобетона.

Все это делает книгу интересной для широкого круга специалистов, работающих в области исследований, производства и эксплуатации конструкций из бетона и железобетона, а также преподавателей и учащихся высшей школы.

Вместе с тем в книге имеются недостатки. Не все перспективные неразрушающие методы испытаний железобетонных конструкций отражены, например метод ультразвуковой локализации и метод сверхвысоких частот. В то же время в ней приводятся данные по тепловому контролю слоистых пластиков, вряд ли представляющие интерес для специалистов, занимающихся железобетонными конструкциями.

В книге довольно много опечаток, не приведен полностью список литературных источников, на которые в тексте имеются ссылки. Тираж книги не соответствует проявленному к ней интересу и спросу читателей.

В целом книга полезна, отвечает современным задачам повышения качества и эффективности строительства. Необходимо отметить, что в стране более 11 лет не выпускалось монографии по неразрушающим методам испытаний железобетона. Очевидно, целесообразно выпустить второе издание книги, несколько переработанное и дополненное.

В. В. ДЗЕНИС, д-р техн. наук, проф.

Содержание журнала «Бетон и железобетон» за 1987 г.

К 70-ЛЕТИЮ ВЕЛИКОГО ОКТЯБРЯ

Бернштейн Л. Б., Усачев И. К., Знайченко Л. С., Иванов Ф. М., Гончаров В. В. Бетонирование наплавных водопропускных блоков для защиты Ленинграда от наводнений	11, 9
Важный этап пятилетки	2, 2
Дыховичный Ю. А. Индустриальное строительство в Москве	11, 6
Ключко А. П., Болтуев М. Б. Монолитное домостроение в Таджикистане	11, 3
К новым свершениям	4, 2
Лидер соревнования	3, 2
На основе интенсификации	6, 2
На передовых рубежах	7, 2
На ударной вахте	10, 2
Обязательства заводчан	9, 2
По пути коллективного подряда	8, 2
По пути перестройки	5, 2
По пути ускорения	2, 3
Событие исторического значения	11, 2
Трудовая вахта строителей Подмоскovie	1, 27
Шагинян С. Г. Индустриальное домостроение с применением легкого бетона в Армении	11, 5

Решения XXVII съезда КПСС — в жизнь!

ПРОБЛЕМЫ ЭКОНОМИИ ЦЕМЕНТА

Афанасьева В. В. Опыт Ростовского завода ЖБК по экономному расходованию цемента	1, 6
Высоцкий С. А., Смирнов В. П. Экономия портландцемента при изготовлении бетонов с добавками золы ТЭС	1, 17
Гольденберг Л. Б., Оганезянц С. Л. Применение зол ТЭС для улучшения свойств мелкозернистых бетонов	1, 15
Довжик В. Г. Снижение расхода цемента при производстве ограждающих железобетонных конструкций	1, 10
Лещинский М. Ю. О применении золы-уноса в бетонах	1, 19
Малинина Л. А., Работина М. В., Бруссер М. И., Куприянов Н. Н. Экономия цемента путем снижения отпускной прочности бетона	1, 8
Митник Г. С. Влияние конструкции и состояния форм на расход бетона при производстве сборного железобетона	1, 21
Нисенвич М. Л., Анисимова Е. И., Заржицкий Г. С., Левкова Н. С. Важный резерв снижения расхода цемента	1, 13
Подлесных В. А., Исупова О. А. Опыт Главмоспромстройматериалов по экономии цемента	1, 4
Подмазова С. А. Резервы снижения расхода цемента в вибропрокатной технологии	1, 12
Пути снижения расхода цемента в строительстве	1, 2
Цветков И. Л. Крупный резерв экономии цемента	1, 23
Шейнин А. М., Якобсон М. Я. Морозостойкость дорожных бетонов с добавкой С-3 при снижении содержания цемента	1, 24

РЕКОНСТРУКЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Барч Э. И., Рунцо Н. П., Фишерова М. Ф. Некоторые решения реконструкции промзданий с железобетонным каркасом	4, 9
Гусев Б. В., Аксельрод Е. З., Бузинов В. М., Долинский Ю. И., Шелоков Н. А. Предложения по совершенствованию предприятий крупнопанельного домостроения	4, 5
Клецов В. А., Прокопович А. А., Релекто В. В. Влияние трещин по контакту полки с ребрами на несущую способность конструкций	4, 18
Кузнецов Ю. Д. Комплекс исследований по проблеме реконструкции зданий и сооружений	4, 4
Лучковский И. Я., Малый Э. Ю., Колесник А. В., Молчанов Л. Г. Особенности проектирования рамных фундаментов под оборудование в условиях реконструкции	4, 10
Милованов А. Ф., Аргунова Л. И., Заславский И. Н., Маркина Г. К., Фридан Л. Б. Изменение свойств бетона при переменных воздействиях температуры и увлажнения	4, 16
Рабинович Е. А., Подлегаев И. М., Царин А. В., Табачишин Я. И., Вишняков Л. И. Усиление колонн реконструируемых зданий железобетонными обоймами	4, 14
Фомин С. Л., Петров О. А., Плахотникова И. А., Лобасенко Е. Г., Галич А. И. Опыт реконструкции фундаментов тепловых агрегатов	4, 12

НАПРЯГАЮЩИЕ ЦЕМЕНТЫ И САМОНАПРЯЖЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Айрапетов Г. А., Панченко А. И., Несветаев Г. В. Морозостойкость напрягающих бетонов после пропаривания	9, 23
Будюк В. Д., Кондратчик А. А., Тур В. В., Гашко В. И., Ницкий Ю. А., Денисов С. Ф., Кондратюк В. К. Цилиндрические сборные резервуары с применением напрягающего бетона	9, 19
Зайцев В. Ф., Иванов В. И., Михайлов В. В., Караковский А. К., Ходжаев С. А., Михайлов И. В., Осокин П. К., Ханамов Н. Ч. Напорный самонапряженный трубопровод диаметром 4...7,5 м	9, 4
Зурабян А. С., Черепнев Б. А. Напрягающий бетон в объемно-блочном домостроении	9, 10
Исламов Д. Ш. Безрулонная крыша из напрягающего бетона в условиях сухого и жаркого климата	9, 12
Литвер С. Л., Рагольский А. С. Технологические особенности напрягающего бетона при формировании методом напорного нагнетания	9, 14
Михайлов И. В., Бейлина М. И. Напрягающий цемент для преднапряженных конструкций	9, 7
Обухов А. Н., Руденко И. Ф., Селиванова С. А. Повышение прочности сталефибробетона на НЦ при ролликовом формировании	9, 20
Панкина С. Ф., Деллоз К. П., Обухов Б. В., Титов Ю. Н. Устройство выравнивающего слоя из напрягающего бетона на автодорожных мостах	9, 21

Петренко В. И., Корешков В. И., Лысяк В. А., Мартироsov Г. М. Цельноосекционные обделки из напрягающего бетона в метростроении	9, 17
Челелев В. В., Галикян К. А., Зайцев А. Ф. Применение напрягающего бетона при строительстве лечебно-оздоровительного комплекса	9, 8
Шариков В. С., Гоголев Ю. А. Радиальное прессование безнапорных самонапряженных труб	9, 15

ПУТИ ЭКОНОМИИ МЕТАЛЛА

Баташев В. М., Феклин В. И., Баташева К. В., Дяченко Ю. Т. Сборно-монолитные фундаменты колонн промышленных зданий и сооружений	11, 26
Браиловский М. И., Сливак Л. Р., Борисов А. В., Глезин И. Б., Гладышев Г. В. Эффективные железобетонные станины	11, 29
Габрусенко В. В., Гришанов Л. Д., Якушин В. А., Напалков В. В., Чербаева Т. М. Решетчатые балки с шагом стоек 3 м	11, 23
Гершанок Р. А., Клеваца В. А., Матвеев Ю. К. Узлы крепления технологических коммуникаций, стеновых панелей и перегородок к колоннам без закладных деталей	11, 17
Залесов А. С., Тетюор А. Н., Родиц С. В., Лехно А. М. Прочность плитных фундаментов по наклонным сечениям	11, 45
Иссерс Ф. А., Вершинина Н. И., Карев В. И., Скориков Б. А. Полнооборный элеватор с круглыми силосами	11, 21
Мадагян С. А. Перспективы повышения прочности стержневой арматуры для обычного железобетона	11, 13
Маилян Р. Л., Аскаров Б. А., Зуфаров Г. К. Эффективность преднапряженных балок из легкого и тяжелого бетонов со смешанным армированием стальными Ат-V и Ат-VI	11, 41
Митник Г. С., Александров Н. П., Филиппов Е. С. Формы-вагонетки на трех колесах	11, 28
Морозенский В. Л., Ходюк Ю. Ц., Царпкина Н. Н., Крамарь В. Г., Кожухов П. И. Многопустотные плиты перекрытий повышенной заводской готовности	11, 19
Пецель Т. М., Казачек В. Г., Токарев А. В., Шилов А. Е., Шер М. О., Мельничук А. С. Центрифугированные крановые колонны промзданий	11, 32
Родов Г. С., Болдырев А. А., Платонов Ю. Н. Сталефибробетонные сваи	11, 35
Сапожников Н. Я. К расчету изгибаемых конструкций с экономической ответственностью	11, 15
Токарев М. С., Альперт А. А. Исследования конструкций, армированных сварными каркасами из стали класса А-IIIв	11, 37
Чиненков Ю. В., Кузьмич Т. А., Мулин А. Н. Использование катанки класса А-III в стеновых панелях	11, 39
Шестаков В. Н. Совершенствование железобетонных конструкций и технологий их изготовления	11, 11
Шкурин Н. Н., Савранский В. Е., Бердичевский Г. И. Преднапряженная шахта промышленного лифта	11, 43

ТРИБУНА СОРЕВНУЮЩИХСЯ

Наука — производству	6, 4
Развивая коллективный подряд	12, 2

ЭКОНОМИЯ РЕСУРСОВ

Белогуров П. М., Шумаев В. А. Проблема замены металла железобетоном в машиностроении	8, 4
Бердов Г. И., Аронов Б. Л., Линник С. И. Метод прогнозирования активности цемента и класса бетона	12, 4
Высоцкий С. А., Павлов В. П., Бабушкин В. И., Шокотова Е. Г. Повышение эффективности использования шлакопортландцемента	6, 7
Грановский А. В., Сергеев В. И., Петров С. А., Айбабин В. И., Барков Ю. В. Совершенствование технологии изготовления многопустотных панелей	10, 3
Заседателев И. Б., Айрапетов Г. А., Панченко А. И. Снижение энергозатрат при ТВО бетонов на напрягающем цементе	6, 6
Некрасов К. Д., Тарасова А. П., Жданова Н. П., Лютюкова Т. А., Кривобородов А. Р. Пути экономии высокоглиноземистого цемента	8, 5
Нудель В. С., Иголкин С. И., Курипель В. Х. Преимущества комбинированного армирования стеновых панелей	10, 4
Солдаткин М. Т., Терещенко Г. В. Снижение удельных расходов энергии на заводах ЖБИ	2, 25

КОНСТРУКЦИИ

Барашиков А. Я., Шевченко Б. Н., Стром А. Д., Шевченко С. Б. Влияние повторных нагрузок на работу консолей колонн	3, 4
Бердичевский В. Г., Браунсдорфер И. А., Дзернович Н. А. Контактный стык панельно-блочного здания	10, 7
Васильев А. П., Матков Н. Г., Жук В. М. Бесварные стыки колонн с высокопрочной арматурой в каркасах многоэтажных зданий	7, 4
Гребеник А. А., Трефилов В. В. Поведение конструкций зданий при землетрясениях в Кинешеве	8, 8
Лех О. С. Самонапряженные петлевые стыки в изгибаемых элементах	7, 11
Носилевский Л. И., Шишова Н. В., Коновалов Л. И. Оценка качественных характеристик пролетных строений заводского изготовления	8, 7
Каландадзе В. Ш. Экономичные конструкции для энергетического строительства	2, 9
Килимник Л. Ш., Кулыгин Ю. С. Повреждения каркасов зданий и сооружений при Кайраккумском землетрясении	7, 13
Кириллов А. П., Мирсаялов И. Т. Вискоэластичность сборно-монолитных конструкций с бесварными стыками	7, 6

Кудзис А. П., Попов В. Г. Трехслойные монолитные стены с новым типом гибкой связи
 Лишак В. И., Киреева Э. И., Саарян В. В. Совместная работа многопустотных преднапряженных плит
 Лычев А. С., Ливинцева О. П., Бубылин А. И., Крамарь В. Г., Кузьмич Г. А. Применение керамзитобетона класса В12,5 в преднапряженных плитах перекрытий
 Машлян Д. Р. Способы изготовления колонн с высокопрочной предварительно сжатой арматурой
 Николаевский М. Ю. Влияние температурного режима свайных ростверков на их напряженное состояние
 Ржевский В. А. Сейсмостойкость железобетонных каркасов при сильных землетрясениях
 Светов А. А., Пелехов А. А., Кукушкин Б. В. Совершенствование преднапряженных ребристых плит покрытий промзданий
 Семченков А. С., Алексеев О. В., Карнет Ю. Н. Пространственная работа многопустотных плит безопалубочного формирования
 Хакимов Ш. А., Ходак Л. Е. Оптимальные параметры систем сейсмостойких общественных зданий
 Чиненков Ю. В., Акрамов Х. А. Исследования трехслойных панелей с гибкими связями
 Шугаев В. В., Людковский А. М., Соколов Б. С., Шапиро А. В., Адейчигов Г. В., Черемухин В. Ф. Экспериментальное строительство сборных складчатых шатровых перекрытий

2, 7
 1, 29
 10, 6
 9, 25
 9, 26
 2, 5
 5, 6
 7, 8
 12, 7
 5, 4
 4, 21
 Воронай Н. И., Мишоцов Г. С., Воленко Е. А., Лемехов В. Н. Пакетный способ изготовления плит НПК
 Горшков В. А. Коррекция состава бетонных смесей в производственных условиях
 Гусев Б. В., Ракишев Т. А., Лисняк В. П. Формование многопустотных плит на Семипалатинском КСЖБ-1
 Заседелев И. Б., Шифрин С. А., Малоров М. М. Технологические основы организации трехсменной работы геллополигонов
 Зыков Б. И., Апполонов С. Н., Гусев Б. В., Герасечкин В. А. Технология и оборудование разночастотного действия для формования пустотных плит
 Крошкин Ю. М., Городецкий Ю. Л., Гасевский В. А. Внедрение прогрессивных разработок
 Куприянов Н. Н., Малинина Л. А. Тепловлажностная обработка бетонов в продуктах сгорания природного газа
 Литвер С. Л., Айрапетов Г. А., Панченко А. И., Несветаев Г. В. Последнее формирование элементов крыш из керамзитобетона на НЦ
 Маркаров Н. А., Рябцева М. П. Пути снижения передаточной прочности бетона в преднапряженных конструкциях
 Марцинкевич В. Л., Дедюля В. М. Назначение оптимальных режимов ТВО аглопоритобетона

СТРОИТЕЛЬНОЕ ПРОИЗВОДСТВО
 Гендин В. Л., Кузьмин В. К. Области применения способов зимнего бетонирования
 Коньков В. В. О назначении режимов транспортирования бетонных смесей по трубопроводам
 Крылов Б. А., Ерошкин В. Н. Критическая прочность бетонов к моменту замораживания
 Людковский И. Г., Иванов М. А., Русаков О. В. Несущая способность конических болтов
 8, 9
 12, 10
 10, 11
 1, 32
 2, 15
 7, 17
 5, 8
 10, 10
 7, 16
 6, 17
 5, 10
 4, 23
 8, 13
 2, 13
 2, 17
 8, 11
 2, 11
 7, 19
 3, 8
 3, 6
 2, 16
 6, 16
 ДЯ СЕЛЬСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА
 Крылов Б. А., Пазюк Ю. В., Глинская В. П. Применение грунтоцементобетона в сельском монолитном строительстве
 Устименко В. В. Развитие сельского домостроения в Московской области

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ
 Балков В. Н., Додонов М. И., Расторгуев Б. С., Фролов А. К., Мухамедиев Т. А., Кунижев В. Х. Общий случай расчета прочности элементов по нормальным сечениям
 Баранова Т. И. Новый метод расчета поперечной арматуры в коротких элементах
 Булаченко И. И. К расчету сечений внецентренно сжатых элементов
 Гуца Ю. П., Ларищева И. Ю., Саканов К. Т. Влияние формы поперечного сечения элементов на прочность, трещиностойкость и деформативность
 Залесов А. С., Быченков Ю. Д., Городецкий Е. А. Прочность центральной зоны жестких узлов сопряжения ригелей с колоннами
 Залесов А. С., Старшико И. Н. Влияние преднапряжения на прочность элементов по наклонным сечениям
 Карабанов Б. В. Пространственный расчет сборно-монолитных ребристых перекрытий
 Кваша В. Г., Кархут И. И. Сопротивление крупнопористого керамзитобетона откалыванию анкерами закладных деталей
 Клевцов В. А., Широшков Г. И., Назаренко П. П., Матвеев К. М. Расчет опорных узлов ферм на образование трещин и прочность
 Козаровицкий Л. И. Определение геометрической жесткости упругих стержней при свободном кручении
 Колтынюк В. А. Особенности расчета прочности по наклонным сечениям балок, расположенных под стенами
 Крылов С. М., Бесплаев А. А., Тастанбеков А. Т. Прочность неразрезных балок при импульсивном динамическом нагружении
 Лучко И. И., Гавриляк А. И. Трещиностойкость сталебетонных изгибаемых элементов при воздействии различных нагрузок
 Машлян Д. Р. Расчет статически неопределимых балок при невыполнении предпосылок метода предельного равновесия
 Макаричев В. В., Муромский К. П. Поперечный изгиб сжатой арматуры
 Мамин А. И., Карнет Ю. Н. Сопротивление перекрытий из плит безопалубочного формирования действию горизонтальной силы и крутящего момента
 Маркаров Н. А., Шарипов Р. Ш., Фигаровский В. В. Назначение приопорной косвенной арматуры в преднапряженных конструкциях
 Маркус Я. И., Баренбойм Г. И. Устойчивость полки как фактор ограничения несущей способности ребристых плит
 Мулин Н. М. Упрощение расчета на выносливость стержневой арматуры
 Неймарк А. С., Гуревич А. Л., Веремеенко О. Ю. Расчет параметров жесткости стержневых элементов с учетом истории нагружения
 Нехотин В. П. Расчет поперечного давления на бетон в зоне анкеровки стержневой арматуры
 Николаев В. В., Рубин О. Д., Селезнев С. В. Расчет прочности и конструирование петельных стыков сборных элементов
 Панышин Л. Л., Симонов В. Л. Напряженно-деформированное состояние нормальных сечений
 Паршин Л. Ф., Белов С. А. Расчет железобетонных рам, несущих каменные стены
 Семченков А. С., Куговой А. Ф., Гуца Ю. П. Исследование действительной работы ригелей в составе сборных перекрытий
 Семченков А. С., Третьяков Б. И., Макаренко С. К. Расчет прочности сборных дисков перекрытий связевого каркаса
 Слезингер И. Н., Блох Е. О. Определение несущей способности железобетонных стоек
 Смирнов С. А. Работа панелей крупнопанельных зданий с учетом реальных условий опирания
 Стронгин Н. С., Киевская Т. Н. Уточнение расчета легкобетонных панелей покрытий в крышах с теплым чердаком
 Холмянский М. М., Копытин В. А., Маврин К. А., Мелихов В. И. К применению перекрестного армирования

Цесис Р. А. Расчет толщины ограждения ямных пропарочных камер	9, 37
Чиненков Ю. В., Ращинский В. П. Расчет изгибаемых элементов из керамзитобетона на поперечную силу	2, 31
ТЕОРИЯ	
Бич П. М. Экспериментально-теоретические исследования характеристик бетона	3, 26
Касаев Д. Х. Прочность элементов прямоугольного сечения при кручении	12, 23
Кириллов А. П. Прочность бетона при динамических нагрузках	2, 38
Митасов В. М., Бехтин П. П. Смешанное армирование при разных уровнях предварительного натяжения	5, 26
Чайка В. П. Особенности деформирования тяжелого бетона при неоднородном кратковременном сжатии	1, 42
ДОЛГОВЕЧНОСТЬ	
Алексеев С. П., Бабицкий В. В., Батыновский Э. И., Дрозд А. А. Коррозионная стойкость и защитные свойства бетона сухого формирования	1, 43
Батраков В. Г. Повышение долговечности железобетона добавками-модификаторами	7, 40
Дьяченко Ю. К., Енишерлова С. Г., Кучеряева Г. Д., Рагинов В. Б., Семенова С. Д. Стойкость преднапряженной арматуры в бетоне с добавками	9, 41
Красный И. М. Совершенствование компенсационного фактора при контроле морозостойкости бетона	2, 36
Красовская Г. М. Стойкость против коррозионного растрескивания термически упрочненных стыков	9, 40
Кузюлев Г. М. Опыт эксплуатации трубопроводов для подачи морской воды	4, 41
Островский А. Б., Занегина П. П., Степанова В. Ф. Эксплуатационная стойкость керамзитобетонных конструкций сельских производственных зданий	10, 26
Шлаен А. Г., Алексеев С. Н., Кравченко Т. Г. Долговечность виброгидропрессованных труб в напорных водоводах	5, 28
Шлаен А. Г., Насушкин А. И., Гольберг Г. Ф., Алексеев С. П., Кравченко Т. Г. Обследование состояния напорных виброгидропрессованных труб на оросительных системах	3, 24
В ПОРЯДКЕ ОБСЛУЖИВАНИЯ	
Мрачковский Л. И. О необходимости снижения нагрузок при расчете колонн многоярусных прозваний	12, 24
Сизов В. П. О подборе состава бетона в монографии об оптимизации состава цементобетона	3, 27
СТАНДАРТЫ И НОРМАТИВНЫЕ ДОКУМЕНТЫ	
Фридман А. М., Горохова Э. Ф., Зборовский Л. А., Машленко Ф. И., Баконин В. В. Стандарт на сварные соединения арматуры	7, 42
В ПОМОЩЬ ЗАВОДСКИМ ЛАБОРАТОРИЯМ	
Бердов Г. И., Аронов Б. Л., Яворская В. А. Прогнозирование прочности цементных материалов в смесях ультразвуковыми приборами	7, 34
Гузев Е. А., Пристромко О. А., Чернышев Ю. П. Сб оперативного контроля водонепроницаемости бетона	7, 36
Кикава О. Ш., Косарев В. М., Зайцев М. П. Инструментальная погрешность склерометров	8, 22
Королев К. М. Лабораторный смеситель	6, 23
Фишер Р. А. Определение активности цемента ускоренным методом	9, 39
ВОПРОСЫ КАЧЕСТВА	
Багров Б. О., Вальдеева Т. Д., Нудель Г. Н., Чернявский В. С., Бордовикова Л. Г. О повышении прочности газозобетона	4, 37
Барский Р. Г., Заец В. П. Применение нормативных документов при дозировании бетонных смесей	2, 35
Глухов В. Б., Крамарь В. Г., Мочалов Б. Г. Повышение качества многопустотных панелей перекрытий	12, 5
Нелов Ю. Л., Липини С. Г., Лебедев В. В., Прусаков В. А. Контроль удобоукладываемости раствора для фактурного слоя изделий	4, 38
Новицкий П. В., Михайлова С. Н. Удельные характеристики бетоносмесителей	6, 25
Петров В. П., Кривоноголов А. М. Рациональное использование керамики различных марок	10, 19
ВОПРОСЫ ЭКОНОМИКИ И ОРГАНИЗАЦИИ ПРОИЗВОДСТВА	
Вильда А. В. Предприятия сборного железобетона в новых условиях хозяйствования	7, 25
Горшкова Г. К. Из опыта создания и организации укрупненных комплексных бригад	2, 40
Горшкова Г. К. Организация внедрения коллективного подъяда	10, 18
Каретникова Ю. М. Формирование и использование фондов экономического стимулирования	9, 30
Кочетов В. А., Илькевич Л. Я. Техничко-экономическая оценка безопалубочного формирования преднапряженных изделий на длинных стенах	5, 22
Николаева Г. В., Коница Р. С., Бескурикова А. П. Нормирование использования мощностей завода ЖБИ и КПД	8, 17
Рогатин Ю. А., Батраков В. Г. Методика расчета потребности в добавках для бетона и железобетона	4, 35
Рогатин Ю. А., Глухов В. И. Методика укрупненной оценки экономической эффективности сборных покрытий	10, 16
Суковатов В. И. Промышленности сборного железобетона — нормативную базу по затратам труда	9, 32
Цирикова Е. В. Совершенствование методов планирования освоения железобетонных конструкций	8, 19
Швейко Н. В., Митяева Т. Н. Эффективность реконструкции предприятий сборного железобетона	7, 27
ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРОМЫШЛЕННЫХ ОТХОДОВ	
Гофштейн Ф. А. Стальная фибра из отходов	6, 26
Джигит С. Г., Родин Ю. Л., Джигит Д. Г. Использование отходов камнедробления для сборных конструкций	7, 38
Трофимов Б. Я., Горбунов С. П., Крамарь Л. Я., Жуков И. В., Башев В. А., Иванов Ф. М., Капкин М. М. Использование отхода производства ферросилиция	4, 39

ВОПРОСЫ РЕКОНСТРУКЦИИ

Гринберг О. Р., Кагнер А. З., Данилов М. П., Ветвицкий И. Л. Реконструкция тоннельных камер для ТВО изделий продуктами сгорания природного газа	7, 24
В ГОССТРОЕ СССР	
Обсуждение теории ПСК	5, 30
НАШИ КОНСУЛЬТАЦИИ	
Барсуков В. П. Совершенствование проектной документации на типовые строительные конструкции	10, 28
Капкин М. М., Серых Р. Л., Фигаровский В. В. О соотношении между прочностью и морозостойкостью тяжелого бетона	1, 46
Пересов С. Н., Пилменова В. И. Об условных обозначениях (марках) бетонных и железобетонных конструкций	10, 29
НА ВДНХ СССР	
Автоматизация производства панелей внутренних стен	5, обл.
Автоматизация управления режимами твердения	8, 10
Автоматизированный контроль стеновых панелей	4, 20
Азаркин Н. М. Прогрессивная технология	4, 43
Арматурный стержень периодического профиля	12, 9
Бетоновоз	4, 20
Бетоносмеситель с гидравлическим приводом	4, 44
Бетон повышенной морозостойкости и водонепроницаемости	1, 31
Вибратор ВП-4	12, 25
Вибратор ВП-5	12, 24
Вузовские разработки — в производство	12, обл.
Декоративные бетоны	5, 20
Для комплексной механизации бетонных работ	1, обл.
Для экономии ресурсов	4, обл.
Железобетонные глазурированные панели и плиты	8, 29
Жилые дома улучшенной серии	2, 37
Звукопоглощающие ячеистобетонные плиты	6, 15
Индустриализация и комплексная механизация бетонных работ	2, 43
Кассетно-конвейерная линия	2, 24
Козлова Л. Д. Цель — улучшение социально-бытовых условий строителей	1, 45
Комплексные пластифицирующие добавки	7, 12
Конвейер-стан	4, 20
Линия по производству блоков стен подвалов	4, 34
Линия стыковой сварки стержневой арматуры	2, 19
Манипулятор-штабелер для пакетирования и транспортирования изделий из песчаного бетона	5, 31
Механизированная линия контактной сварки каркасов колонн	6, 29
Механизированные крышки пропарочных камер	1, обл.
Многопустотные панели	3, 5
Нагорняк И. Н., Дробяченко М. П. Крупный резерв экономии ресурсов	12, 26
Новая добавка к бетону	5, 18
Новые внедрения	2, обл.
Новая технология бетонирования	3, 25
Новые строительные изделия	8, обл.
Облегченные штампованные закладные детали	2, 32
Объемно-переставная опалубка	4, обл.
Объемный звукопоглотитель	11, 40
Ограждающие конструкции из вертикальных стеновых панелей	11, 38
Одноэтажные здания сельскохозяйственного назначения	11, 8
Ортогональное армирование элементов	6, 9
Отделочный состав	7, 15
Панели перекрытий тяжелого каркаса	1, 7
Партерный бетоносмесительный узел	7, 43
Плиты из песчаного бетона с покрытием Гранитекс	7, 15
Плиты перекрытий уменьшенной материалоемкости	6, 12
Полноборные пустотелые фундаменты типа «оболочка»	2, 15
Поли из унифицированных блоков	3, 30
Производство безнапорных железобетонных труб	7, 24
Сборная подпорная стена	6, 15
С использованием ресурсосберегающих технологий	3, 29
Станок для изготовления арматурных спиралей	6, 24
Стеновые материалы и пористые заполнители	6, обл.
Теплоизоляционные плиты из ячеистого зобетона	11, 34
Универсальный бетоноукладчик	4, 24
Установка анкерных болтов методом виброзачеканки	8, 16
Форма-вагонетка для изготовления стеновой панели	8, 25
Фундаменты на сплошной железобетонной плите	8, 9
ИНФОРМАЦИЯ	
Демянков И. А., Трэмбовецкий В. П. «Стройиндустри-87»	9, 43
Миклуцкий В. Г. Агения между полимерами и бетоном	7, 45
Стройиздат научно-техническому прогрессу	7, обл.
Читательские конференции	9, 45
Читательская конференция в Душанбе	2, 44
Якубов В. А., Заседагелев И. Б., Малинский Е. П. Использование климатических факторов южных районов в производстве железобетонных изделий	7, 44
НАМ ПИШУТ	
Лобезов А. В. Организация ремонтной службы и совершенствование оборудования на заводах ЖБИ	12, 25
Полянский П. П. Комплексный пульт для автоматического регулирования температуры бетона	2, 41
БИБЛИОГРАФИЯ	
Азаркин П. М. Поведение железобетонных конструкций при пожаре	6, 30
Афанасев А. А. Полезная книга по вибротехнике	3, 29
Вылов И. Г. Монография об уровне и проблемах развития преднапряженного железобетона	4, 45
Гуца Ю. П., Карпенко И. И. Справочное пособие для проектировщиков	2, 42
Дзенис В. В. Полезная книга	12, 27
Милованов А. Ф. Полезная книга	2, 42
Новицкий П. В. Учебник для будущих строителей	4, 46
Попов Н. П. Нужная книга о динамике железобетона	10, 30
Складнев П. П. Новые рубежи строительства	9, 46
Шубенкин П. Ф. Легкие бетоны с применением зол электростанций	9, 46
ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ	
Михайлов К. В., Волков Ю. С. Железобетон в Японии	2, 45
Чжан Цзюань. Нормы проектирования железобетонных конструкций в Китае	6, 28

Госстрой СССР
Ордена Трудового Красного Знамени
Научно-исследовательский институт бетона и железобетона
НИИЖБ

объявляет открытый конкурс
на замещение вакантных должностей:

- заведующего сектором ячеистых бетонов лаборатории ячеистых бетонов и конструкций;
- заведующего сектором конструкций лаборатории железобетона (г. Иркутск);
- старшего научного сотрудника сектора конструкций зданий лаборатории преднапряженных железобетонных конструкций;
- старшего научного сотрудника сектора технологической надежности конструкций и нормативных документов лаборатории преднапряженных железобетонных конструкций;
- старшего научного сотрудника сектора новых технологических линий лаборатории автоматизированной технологии железобетона;
- старшего научного сотрудника сектора технологии формования железобетонных изделий лаборатории автоматизированной технологии железобетона;
- старшего научного сотрудника сектора арматурных сталей лаборатории арматуры;
- младшего научного сотрудника сектора коррозии бетона лаборатории коррозии;
- младшего научного сотрудника сектора сварных арматурных изделий лаборатории арматуры;
- младшего научного сотрудника сектора напрягающих бетонов и технологии самонапряжения;
- младшего научного сотрудника сектора физико-химических исследований бетонов;
- младшего научного сотрудника лаборатории химических добавок;
- младшего научного сотрудника сектора надежности и эксплуатационной пригодности железобетонных конструкций лаборатории теории железобетона.

*Срок подачи заявлений — месяц со дня публикации объявления. Документы направлять по адресу: 109389, Москва, 2-я Институтская, дом. 6.
В конкурсе могут принимать участие лица, имеющие ученую степень доктора и кандидата технических наук.*

Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 620.179.18:691.54+666.972
Бердов Г. И., Аронов Б. Л., Линник С. И. **Метод прогнозирования активности цемента и класса бетона** // Бетон и железобетон. — 1987. — № 12. — С. 4—5.
Предложен метод, позволяющий в течение 10...15 мин определить активность цемента испытанием цементного теста и класс бетона испытанием бетонной смеси. Использование метода позволит экономить до 8% цемента и получить эффект не менее 1 р. на 1 т цемента или 0,35 р. на 1 м³ бетона. Табл. 1. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.073
Гулунов В. В., Крамарь В. Г., Мочалов В. Г. **Повышение качества многпустотных панелей перекрытий** // Бетон и железобетон. — 1987. — № 12. — С. 5—6.
Приведены способы совершенствования технологии изготовления многпустотных панелей перекрытий, позволяющие обеспечить требуемое качество изделий. Ил. 1.

УДК 69.057.12—413:725/727
Хахимов Ш. А., Ходак Л. Е. **Оптимальные параметры систем сейсмостойких общественных зданий** // Бетон и железобетон. — 1987. — № 12. — С. 7—9.
Рассмотрены конструктивные системы крупнопанельных общественных зданий, изложена методика оценки эффективности их применения в сейсмических районах. Приведены результаты оптимизации параметров конструктивных систем сейсмостойких крупнопанельных общественных зданий. — Табл. 1. — Ил. 4.

УДК 691.327:539.4
Арифджанов М. **Прочностные и деформативные свойства напрягающего бетона** // Бетон и железобетон — 1987. — № 12. — С. 10—11.
Изучены прочностные и деформативные свойства напрягающего бетона в зависимости от возраста, условий твердения и степени ограничения деформаций расширения. Табл. 1, ил. 4. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 691.327:697.329
Заседателев И. Б., Шифрин С. А., Малоров М. М. **Теплотехнические основы организации трехменной работы гелиополитонов** // Бетон и железобетон. — 1987. — № 12. — С. 12—13.
Разработан и исследован способ гелиотермообработки сборных железобетонных изделий с использованием теплоаккумулирующих гелиостендов, позволяющих организовать полигонный выпуск конструкций и изделий, формируемых во вторую и третью смены работы гелиополитона. Суть новой технологии заключается в суммировании тепла, получаемого непосредственно изделием в гелноформе на открытой площадке, и тепла, аккумулированного в теплоаккумулирующем гелиостенде независимо от гелиоформы. Оптимизированы теплоаккумулирующая способность и эксплуатационные характеристики гелиостенда. — Ил. 3, табл. 2. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 69.002.5:058.588
Любезнов А. В. **Организация ремонтной службы и совершенствование оборудования на заводах ЖБИ** // Бетон и железобетон. — 1987. — № 12. — С. 25.
Приводится анализ различных ремонтных структур, применяемых на заводах ЖБИ. Предложены направления в совершенствовании серийного оборудования.

CONTENU

Berdov G. I., Aronov B. L., Linnik S. I. La méthode de prévision de l'activité du ciment et de type du béton
Goulounov V. V., Kramar' V. G., Motchalov V. G. L'amélioration de la qualité des panneaux-planchers à plusieurs pores
Khakimov Ch. A., Khodak L. E. Les paramètres optimaux des systèmes des bâtiments publics résistants aux séismes
Aripdzhanov M. Les propriétés de résistance et de déformation du béton contraint
Zasedatelev I. B., Chiphrene S. A., Malorojev M. M. La base thermotechnique de l'organisation de travail à trois équipes des héliopolygones
Krylov S. M., Bespaev A. A., Tastanbekov A. T. La résistance des poutres continues sous le chargement impulsif dynamique
Klevtsov V. A., Pirozhkov G. I., Nazarenko P. P., Matveev K. M. Le calcul des noeuds d'appui des fermes sur la formation des fissures et sur la résistance
Mouline N. M. La simplification de calcul sur la résistance des armatures en barres
Mailjan L. R. Le calcul des poutres hyperstatiques sous non-exécution des conditions de la méthode d'équilibre limite
Kassaev D. Kh. La résistance des éléments d'une section rectangulaire sous la torsion

CONTENTS

Berdov G. I., Aronov B. L., Linnik S. I. Method of prediction of cement activity and of concrete type
Gulunov V. V., Kramar' V. G., Motchalov V. G. Improvement of quality of multi-porous floor-panels
Khakimov Sh. A., Khodak L. E. Optimum parameters of systems of seismoresistant public buildings
Aripdzhanov M. Resistance and deformation properties of stressed concrete
Zasedatelev I. B., Shiphren S. A., Malorojev M. M. Thermo-technical basis of organization of three-shift work of helio-proving ground
Krylov S. M., Bespaev A. A., Tastanbekov A. T. Continuous beams strength under impulsive dynamic loading
Klevtsov V. A., Pirozhkov G. I., Nazarenko P. P., Matveev K. M. Calculation of bearing junction of girders on cracks formation and strength
Mulin N. M. Simplification of calculation on endurance of pivotal reinforcement
Mailjan L. R. Calculation of statically indeterminate beams when non-executing of conditions of limit equilibrium method
Kassaev D. Kh. Strength of elements with rectangular sections under torsion

INHALTSVERZEICHNIS

Berdow G. I., Aronow B. L., Linnick S. I. Methode der Vorausbestimmung der Zementaktivität und Betonklasse
Gulunow W. W., Kramarj W. G., Motchalow W. G. Qualitätsverbesserung von Deckenplatten mit mehreren Hohlräumen
Chakimow Sch. A., Chodack L. Je. Optimale Systemabmessungen von erdbebensicheren Gesellschaftsgebäuden
Aripdzhanow M. Festigkeits- und Formänderungseigenschaften des Expansivbetons
Zasedatelew I. B., Schifrin S. A., Malorojew M. M. Wärmetechnische Organisationsgrundlagen der dreischichtigen Arbeit von Sonnenversuchsfeldern
Krijlow S. M., Bespajew A. A., Tastanbekow A. T. Festigkeit von Durchlaufbalken bei nicht vorwiegend ruhender Impulsbelastung
Klewzow W. A., Piroshkow G. I., Nasarenko P. P., Matwejew K. M. Berechnung von Binderauflagerknoten auf Ris-sbildung und Festigkeit
Mulin N. M. Vereinfachung der Berechnung auf Beständigkeit der Stabbewehrung
Mailjan L. R. Berechnung von statisch unbestimmten Trägern bei Nichterfüllung der Voraussetzungen der Methode des Grenzgleichgewichtes
Kassajew D. Ch. Festigkeit der Elemente von rechteckigem Querschnitt bei Torsion

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

Технический редактор *Е. Л. Сангурова*

Корректор *Т. Г. Бросалина*

Сдано в набор 13.10.87.
Формат 60×90^{1/8}.
Тираж 14310 экз.

Печать высокая.

Подписано в печать 09.11.87.
Усл. печ. л. 4,0.

Усл. кр.-отт. 4,75.

Т-21726
Уч.-изд. л. 6,39
Зак. 313

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

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

Новые изобретения

№ 15*

- А. с. 1305041 СССР, МКИ³ В 28 В 11/00. **Устройство для непрерывного разогрева бетонной смеси**/А. В. Зыскин, Т. А. Коноваленко (СССР); ПТТ Ордорстрой.
- А. с. 1305044 СССР, МКИ³ В 28 В 21/54. **Форма для изготовления виброгидропрессованных трубчатых изделий из бетонных смесей**/Р. И. Любченко, В. А. Хрилунов, А. Л. Ционский и др. (СССР).
- А. с. 1305059 СССР, МКИ³ В 32 В 13/00. **Способ вертикального формирования трехслойных бетонных конструкций**/Л. С. Микшта, В. М. Крюкялис, П. А. Устинович (СССР); Вильнюсский инженерно-строительный ин-т.
- А. с. 1305147 СССР, МКИ³ С 04 В 38 03. **Сырьевая смесь для изготовления ячеистого бетона**/В. А. Круглов, А. С. Диденкул (СССР); Одесский инженерно-строительный ин-т.
- А. с. 1305237 СССР, МКИ³ Е 01 С 19/42. **Устройство для разравнивания бетонной смеси**/Т. С. Тимошук, В. М. Беликер, С. Б. Духовный, Ю. М. Шалляин (СССР); СКТБ Глазмостроя при Мосторгоспланоме.
- А. с. 1305238 СССР, МКИ³ Е 04 В 1/40, 1/41. **Двигатель закладной детали**/В. С. Гузь, Ю. А. Исаенко, А. П. Кладити, Ю. Н. Илюхин (СССР); Коммунарский горно-металлургический ин-т.
- А. с. 1305280 СССР, МКИ³ Е 04 G 21/12. **Арматурно-навивочная машина**/А. А. Чече, И. П. Ведмедь, А. К. Мацулевич (СССР); ИСиА Госстроя БССР.

№ 16

- А. с. 1306717 СССР, МКИ³ В 28 В 3/28. **Пустотообразователь**/Е. Н. Шалкин (СССР); УралНИИСтромпроект.
- А. с. 1306718 СССР, МКИ³ В 28 В 5/04. **Линия для производства строительных изделий**/С. С. Сливак, Г. В. Батанин, В. Ф. Куницын и др. (СССР); СКТБ объединения Промстройкомплект.
- А. с. 1306719 СССР, МКИ³ В 28 В 11/00. **Пропарочная камера**/В. Г. Усошин, А. В. Русецкий (СССР); Минский филиал КТБ Стройиндустрия.
- А. с. 1306720 СССР, МКИ³ В 28 В 11/00. **Способ отделки поверхности железобетонных изделий**/Ф. А. Гольдман, В. И. Иванов, А. Д. Кожухов и др. (СССР); НИЛ ФХММ и ТП.
- А. с. 1306723 СССР, МКИ³ В 28 В 13/02. **Устройство для заполнения форм бетонной смесью**/А. В. Плужников, В. Н. Шмигальский (СССР); Краснодарский политехнический ин-т.
- А. с. 1306724 СССР, МКИ³ В 28 В 13/02. **Устройство для укладки и уплотнения строительных смесей**/Н. В. Зуб (СССР); Республиканское ПТПО Росоргтехстрой Росколхозстройобъединения.
- А. с. 1306920 СССР, МКИ³ С 04 В 24 04. **Бетонная смесь**/В. А. Мацаренко, Л. А. Лубянова, А. С. Чернов, И. Ф. Егорова (СССР); Волгодонской филиал ВНИПИПАЗ.

- А. с. 1307030 СССР, МКИ³ Е 02 В 9/06. **Высоконапорный трубопровод**/Е. С. Любашевский (СССР); Красноярский монтажный участок треста Гидромонтаж.
- А. с. 1307042 СССР, МКИ³ Е 04 В 1/38, 1/58, 1/20. **Узел опирания строительных конструкций на железобетонную колонну**/Р. А. Гершанок, А. А. Семенов, В. А. Клевцов (СССР); ПИ № 1 Минстроя СССР.
- А. с. 1307046 СССР, МКИ³ Е 04 G 15/06. **Устройство для замоноличивания стыков железобетонных панелей резервуаров**/Н. Н. Воинов, Э. Н. Кодыш, М. А. Шрайман, А. И. Щеглов (СССР); ЦНИИПромзданий.
- А. с. 1307047 СССР, МКИ³ Е 04 G 21/14, Е 04 В 1/35. **Способ возведения многоэтажных бескаркасных зданий**/А. Я. Эппл, А. В. Фриш (СССР); УралПромстройНИИпроект.
- А. с. 1307048 СССР, МКИ³ Е 04 G 21/14. **Устройство для подъема конструкций вдоль котловы при монтаже**/И. Н. Чжан Юн-цзянь, К. Ш. Омаржанов, Л. С. Горбенко (СССР); Карагандинский Промстройпроект.

№ 17

- А. с. 1308487 СССР, МКИ³ В 28 В 1/08. **Способ угловатения жидкостекляной бетонной смеси**/И. В. Горенштейн, А. Н. Чернов (СССР); Челябинский ПромстройНИИпроект.
- А. с. 1308490 СССР, МКИ³ В 28 В 1/08. **Устройство для упрочения бетонной смеси в форме**/Б. Е. Павлючик (СССР); Сибирский ЗНИИТЭП.
- А. с. 1308497 СССР, МКИ³ В 28 В 1/50. **Камера периодического действия для изготовления обработки изделий из бетона**/Б. И. Костенко, Ю. П. Ключник, Ф. Е. Фомин, Г. В. Мишин (СССР); ЦНИИЭПсельстрой.
- А. с. 1308501 СССР, МКИ³ В 28 В 21/78, 11/00. **Устройство для тепловой обработки трубчатых изделий из бетонных смесей**/С. М. Трембицкий, А. А. Козыревский, Н. П. Поваров (СССР); ВНПО Союзжелезобетон.
- А. с. 1308502 СССР, МКИ³ В 28 В 21/8В. **Сердечник для формирования трубчатых изделий из бетонных смесей**/А. Г. Давиденко, В. С. Черепанов (СССР); УкрНИИГим.
- А. с. 1308504 СССР, МКИ³ В 28 С 5/16. **Смеситель**/Н. И. Федынин, Н. В. Манжелевская, А. С. Жуков и др. (СССР); Новокузнецкое отделение УралНИИСтромпроекта.
- А. с. 1308505 СССР, МКИ³ В 28 С 5/16. **Устройство для поризации строительных растворов**/В. Т. Пасюк, А. Б. Либенсон (СССР); ПКБ Минсельстроя БССР.
- А. с. 1308593 СССР, МКИ³ С 04 В 26/14. **Композиция для гидратации бетона**/Г. Д. Ильичев (СССР).
- А. с. 1308594 СССР, МКИ³ С 04 В 28 00, 20 10. **Способ приготовления бетонной смеси**/И. М. Грушко, А. Г. Ольгинский, И. Г. Кондратьева и др. (СССР); УАДИ.
- А. с. 1308600 СССР, МКИ³ С 04 В 38/08, В 28 С 5 38. **Смеситель для приготовления поризованной бетонной смеси**/Н. Ф. Савченко, Ф. П. Лондон, С. И. Бондаренко, И. Б. Удачкин (СССР); СПКТО Укроргтехстройматериалов.

- А. с. 1308602 СССР, МКИ³ С 04 В 40/02. **Способ тепловой обработки бетонных и железобетонных изделий**/Б. А. Ксениякин, В. П. Ганин, В. М. Турченко, А. В. Макарец (СССР); Юж-ЗНИИЭПсельстрой.
- А. с. 1308726 СССР, МКИ³ Е 04 В 1 38, 1/58. **Узел сопряжения ригеля с колонной**/В. В. Бирюков, Н. Н. Захаров, А. А. Караев и др. (СССР); Свердловское отделение ЦНИИПроектстальконструкция.
- А. с. 1308727 СССР, МКИ³ Е 04 В 1/70, Е 04 С 1/25. **Вентилируемая панель ограждения**/С.-И. И. Завяцкас, Й. З. Фирковичюс, И. Б. Игнатавичюс и др. (СССР); Вильнюсский инженерно-строительный ин-т.
- А. с. 1308730 СССР, МКИ³ Е 04 С 2 40. **Стековое ограждение цокольной части здания**/А. Я. Львов (СССР).
- А. с. 1308731 СССР, МКИ³ Е 04 С 3 10. **Способ монтажа предварительно напряженной комбинированной системы**/А. Е. Деженин, С. Н. Косых, В. В. Михайлов, А. А. Орлов (СССР); Липецкий политехнический ин-т.
- А. с. 1308736 СССР, МКИ³ Е 04 G 11 00. **Устройство для возведения малозэтажных зданий**/И. П. Коскин (СССР); Приморкрайсельстрой.
- А. с. 1308737 СССР, МКИ³ Е 04 G 11 20. **Панель опалубки преимущественно для оштукатуривания стен**/Л. В. Ловецкий, М. А. Палерный, О. М. Рейхель и др. (СССР).
- А. с. 1308738 СССР, МКИ³ Е 04 G 11 22. **Объемно-передвижная опалубка**/А. М. Дотлибов (СССР); ЦНИИЭПсельстрой.
- А. с. 1308738 СССР, МКИ³ Е 04 G 11 34. **Устройство для перемещения горизонтально скользящей опалубки**/Н. Ф. Сурганова, Г. И. Гескин, Р. Н. Красновский и И. И. Порошин (СССР); Донецкий ПромстройНИИпроект.
- А. с. 1308740 СССР, МКИ³ Е 04 G 21/12. **Стенд для изготовления предварительно напряженных железобетонных изделий**/А. В. Яшин, Б. В. Панков, Б. В. Гусев (СССР); Тамбовский ин-т химического машиностроения.
- А. с. 1308742 СССР, МКИ³ Е 04 G 23 00, Е 04 Н 5/00. **Способ замены пролетного строения транспортной галереи**/В. Д. Белогуров, О. В. Федотов, И. С. Гончаров (СССР); УкрНИИПроектстальконструкция.
- А. с. 1308743 СССР, МКИ³ Е 04 Н 5 00. **Каркас многоэтажного здания**/Н. Н. Захаров, В. В. Бирюков, В. Е. Миловидов, А. А. Караев (СССР); Свердловское отделение ЦНИИПроектстальконструкция.
- А. с. 1308744 СССР, МКИ³ Е 04 Н 5 00. **Многоэтажное здание**/Р. О. Саякян, С. Х. Шахназарян и др. (СССР); ВПЭКТИ Минпромстроя АрмССР.
- А. с. 1308745 СССР, МКИ³ Е 04 Г 5 12. **Преднапряженная вантовая обмотка**/Г. И. Дубовик, М. Б. Джурицкий, А. А. Козловский и др. (СССР); Всесоюзный ин-т Органергострой.
- А. с. 1308746 СССР, МКИ³ Е 04 Н 9 02. **Сейсмостойкое сооружение**/А. А. Таранцев (СССР).
- А. с. 1308763 СССР, МКИ³ Е 21 Д 5 04. **Способ возведения крепи из монолитного бетона в створах и сваях внах, пройденных бурением**/В. И. Солощенко, И. М. Зюзин, В. В. Лоссов, А. И. Кризворучко (СССР); Комбинат Карагандашхострой.

№ 18

А.с. 1310210 СССР, МКИ³ В 28 В 1/08. Система управления вибрационным устройством для формирования стержней / М. А. Берман, Л. Г. Гольденберг, В. Г. Пыльников, В. М. Ям (СССР); Воронежский инженерно-строительный ин-т и Всесоюзный ин-т огнеупорова.

А.с. 1310213 СССР, МКИ³ В 28 В 7/00. Поддон формы для изготовления изделий из бетонных смесей / В. А. Воробьев (СССР); ЮжЗНИИЭПсельстрой.

А.с. 1310214 СССР, МКИ³ В 28 В 7/24. Многоместная форма для изготовления изделий из бетонных смесей / Г. В. Хомерики (СССР).

А.с. 1310215 СССР, МКИ³ В 28 В 11/00. Камера для тепловой обработки строительных изделий / Е. Н. Дорфман, С. Д. Колмановский (СССР); Гипрогражданпромстрой.

А.с. 1310216 СССР, МКИ³ В 28 В 11/00. Конвейерная линия отделки строительных изделий / А. П. Сухов, Б. Н. Сергеев, Ю. М. Лауген и др. (СССР); НИПСиликатобетон.

А.с. 1310217 СССР, МКИ³ В 28 В 13/02. Устройство для укладки и уплотнения строительных смесей / А. А. Афанасьев, П. А. Шустов, С. Р. Арутюнов, И. Б. Абдуллин (СССР); МИСИ.

А.с. 1310220 СССР, МКИ³ В 28 В 21/14. Форма для изготовления трубчатых изделий из бетонных смесей / Ю. Н. Русанов, А. С. Вишневский, А. Х. Теплицкий и др. (СССР); Ворошиловградский филиал НИИСП.

А.с. 1310221 СССР, МКИ³ В 28 В 21/30. Способ изготовления изделий / В. С. Широков, Т. П. Никитина (СССР); НИИЖБ.

А.с. 1310222 СССР, МКИ³ В 28 С 6/16. Бетоносмеситель / В. И. Баловнев, Л. А. Сиваченко, Л. В. Красильников и др. (СССР); Могилевский машиностроительный ин-т и МАДИ.

А.с. 1310223 СССР, МКИ³ В 28 С 5/16. Смеситель / Л. А. Сиваченко, В. Н. Заянчковский, В. И. Баловнев и др. (СССР); Могилевский машиностроительный ин-т и МАДИ.

А.с. 1310224 СССР, МКИ³ В 28 С 5/22. Гравитационный смеситель / Ю. В. Суrowегин, Л. А. Сиваченко, В. И. Баловнев и В. В. Моисеенко (СССР); Могилевский машиностроительный ин-т и МАДИ.

А.с. 1310359 СССР, МКИ³ С 04 В 22/08. Вяжущее для бетонной смеси и строительного раствора / И. П. Овчинников, Б. В. Гусев, В. В. Цыро (СССР); Симферопольский филиал Днепропетровского инженерно-строительного ин-та.

А.с. 1310360 СССР, МКИ³ С 04 В 24/04. Способ приготовления добавок для бетонной смеси / В. А. Преображенский, О. Е. Королева, В. А. Акаев и др. (СССР).

А.с. 1310362 СССР, МКИ³ С 04 В 28/00. Бетонная смесь / А. М. Краснов, В. Г. Журавлев, С. В. Аганина, Е. П. Новожилова (СССР); Марийский политехнический ин-т.

А.с. 1310486 СССР, МКИ³ Е 04 В 5/16. Стыковое соединение сталебетонных перекрытий с металлической балкой / В. Я. Дубовецкий, В. Г. Дубко, И. В. Санников и др. (СССР); Ин-т электросварки им. Патона.

А.с. 1310488 СССР, МКИ³ Е 04 В 7/00. Шпренгельная панель / Г. А. Гамбаров, А. Н. Зубарев, В. В. Михайлов и др. (СССР); НИИЖБ и МИСИ.

А.с. 1310489 СССР, МКИ³ Е 04 В 7/08. Пространственное покрытие с многоугольным контуром / Г. И. Акулов, Э. З. Жуковский, А. П. Зарудский, В. Ф. Шабли (СССР); МНИИТЭП.

А.с. 1310492 СССР, МКИ³ Е 04 С 2/50. Плита покрытия / А. Д. Ломакин, В. Г. Курганский, Л. М. Ковальчук и др. (СССР); ЦНИИСК.

А.с. 1310493 СССР, МКИ³ Е 04 С 3/10. Предварительно напряженный строительный элемент / С. В. Шатов, М. А. Сасым, Л. А. Хмара (СССР); Днепропетровский инженерно-строительный ин-т и Главтяжстроймеханизация.

А.с. 1310499 СССР, МКИ³ Е 04 G 21/12. Способ изготовления арматурного каркаса железобетонных колонн / Ю. С. Гуревич (СССР); Московский завод ЖБИ № 18 Главмоспромстройматериалов.

А.с. 1310500 СССР, МКИ³ Е 04 G 21/12. Установка для навивки арматуры на упоры форм / Е. З. Аксельрод, А. Н. Акимьян, С. Н. Блиникова и др. (СССР); НИИЖБ.

№ 20

А.с. 1313724 СССР, МКИ³ В 28 Д 1/14. Станок для сверления отверстий в железобетоне / В. И. Алехин, Е. А. Кузнецов (СССР).

А.с. 1313826 СССР, МКИ³ С 04 В 24/18. Бетонная смесь / В. И. Соловьев, Е. Ш. Колбаев, М. Р. Момынов и др. (СССР); Карагандинский политехнический ин-т и Алма-Атинский архитектурно-строительный ин-т.

А.с. 1313828 СССР, МКИ³ С 04 В 28/02. Бетонная смесь / Ю. П. Карнаухов, А. А. Грешилов, В. И. Тарасов и др. (СССР); НИИЖБ.

А.с. 1313980 СССР, МКИ³ Е 04 В 1/18. Связевый каркас многэтажного здания, возводимый на неравномерно-деформируемых основаниях / Е. С. Манискевич, С. З. Абдулин (СССР); НИИСК.

А.с. 1313981 СССР, МКИ³ Е 04 В 1/38, 1/60. Бессварное стыковое соединение железобетонных элементов / А. А. Шустов, С. А. Карпенко, В. Ф. Бердинских, А. И. Миляков (СССР); Казоргтехстрой.

А.с. 1313984 СССР, МКИ³ Е 04 G 11/22. Подъемно-переставная опалубка / Г. И. Гескин, В. И. Цикуришвили, Б. Я. Грувер, В. А. Панченко (СССР); Донецкий ПромстройНИИпроект.

А.с. 1313987 СССР, МКИ³ Е 04 Н 9/02. Сейсмостойкий каркас многэтажного здания / В. Я. Маркус (СССР); Казоргстройпроект.

А.с. 1314081 СССР, МКИ³ Е 21 Д 11/00. Обделка свода подземного сооружения / В. Ф. Илюшин, Р. А. Резников (СССР); Гидропроект.

А.с. 1314100 СССР, МКИ³ Е 21 Д 21/00. Быстротвердеющий состав для безопасного бетонирования / Ю. З. Заславский, С. Г. Лунев, М. А. Шатохин, А. Г. Шарабарин (СССР); Макеевский инженерно-строительный ин-т.

А.с. 1314103 СССР, МКИ³ Е 21 Д 21/00. Железобетонный анкер / И. Ш. Коган, М. Ж. Битимбаев, В. В. Костюченко и др. (СССР).

№ 21

А.с. 1315312 СССР, МКИ³ В 28 В 1/08, 1/10. Способ формования бетонных изделий / Н. Н. Данилов, Д. И. Саратикян, В. Д. Копылов и др. (СССР); МИСИ.

А.с. 1315313 СССР, МКИ³ В 28 В 1/08. Устройство для уплотнения бетонных смесей / Е. А. Логвиненко, Л. М. Кликоцюк, Ю. Е. Буряк (СССР); Днепропетровский государственный ун-т.

А.с. 1315314 СССР, МКИ³ В 28 В 1/08. Виброплощадка / Г. Н. Попов, В. М. Дудин, Е. К. Чабуткин и др. (СССР); Ярославский политехнический ин-т.

А.с. 1315321 СССР, МКИ³ В 28 В 7/04. Форма для изготовления плоских изделий из бетонных смесей / Ю. А. Русских, Н. С. Подставкин, Т. Ю. Русских и др. (СССР); Воронежский лесотехнический ин-т.

А.с. 1315322 СССР, МКИ³ В 28 В 7/30. Пустотообразователь / Е. Н. Шапкин (СССР); УралНИИстромпроект.

А.с. 1315323 СССР, МКИ³ В 28 В 7/38. Смазка для форм / А. К. Гармуте, В. Л. Римкус; К. В. Бержанский, П. Б. Янулявичюс (СССР); Каунасский ДСК и ЛитНИСиА.

А.с. 1315327 СССР, МКИ³ В 28 В 21/34. Установка для формирования тел вращения из бетонных смесей / В. И. Динерштейн, В. М., Нинбург, Э. С. Сыркин и др. (СССР); СКБ по механизации ирригационно-мелиоративных работ и поливов хлопчатника.

А.с. 1315329 СССР, МКИ³ В 28 В 21/80, 21/30. Форма для изготовления центрифугированных трубчатых изделий из бетонных смесей / В. И. Чехута, В. Г. Усошин (СССР); Минский филиал КТБ Стройиндустрия.

А.с. 1315334 СССР, МКИ³ В 28 С 7/14. Машина для приготовления и укладки бетонной смеси / Б. И. Калинин, Ю. Г. Власов, Г. К. Малтызов (СССР); Мосоргинжстрой.

А.с. 1315423 СССР, МКИ³ С 04 В 26/12. Полимербетонная смесь / Н. А. Самигов, В. И. Соломатов, А. Т. Джалилов и др. (СССР); Ташкентский политехнический ин-т.

А.с. 1315424 СССР, МКИ³ С 04 В 26/12. Полимербетонная смесь / А. Д. Корнеев, В. А. Козоматов, И. И. Пантелькин, В. И. Соломатов (СССР); Липецкий политехнический ин-т.

А.с. 1315425 СССР, МКИ³ С 04 В 26/14. Полимербетонная смесь / В. В. Черкасов, П. И. Мучник, Е. В. Минина, Ю. Н. Суrow (СССР); ВНИИОМШС и Харьковский государственный ун-т.

А.с. 1315426 СССР, МКИ³ С 04 В 26/14. Полимербетонная смесь / В. Е. Барт, Г. С. Санина, С. А. Черникин и др. (СССР); Экспериментальный НИИ металлорежущих станков.

А.с. 1315428 СССР, МКИ³ С 04 В 28/06. Бетонная смесь / А. В. Свиклас, Э. Б. Борисас (СССР); Ионавское ПО «Азот».

А.с. 1315429 СССР, МКИ³ С 04 В 28/06. Сырьевая смесь для приготовления жаростойкого бетона / Г. А. Сиротин, С. А. Фраймович, Б. К. Демидович, Ф. А. Лучинина (СССР).