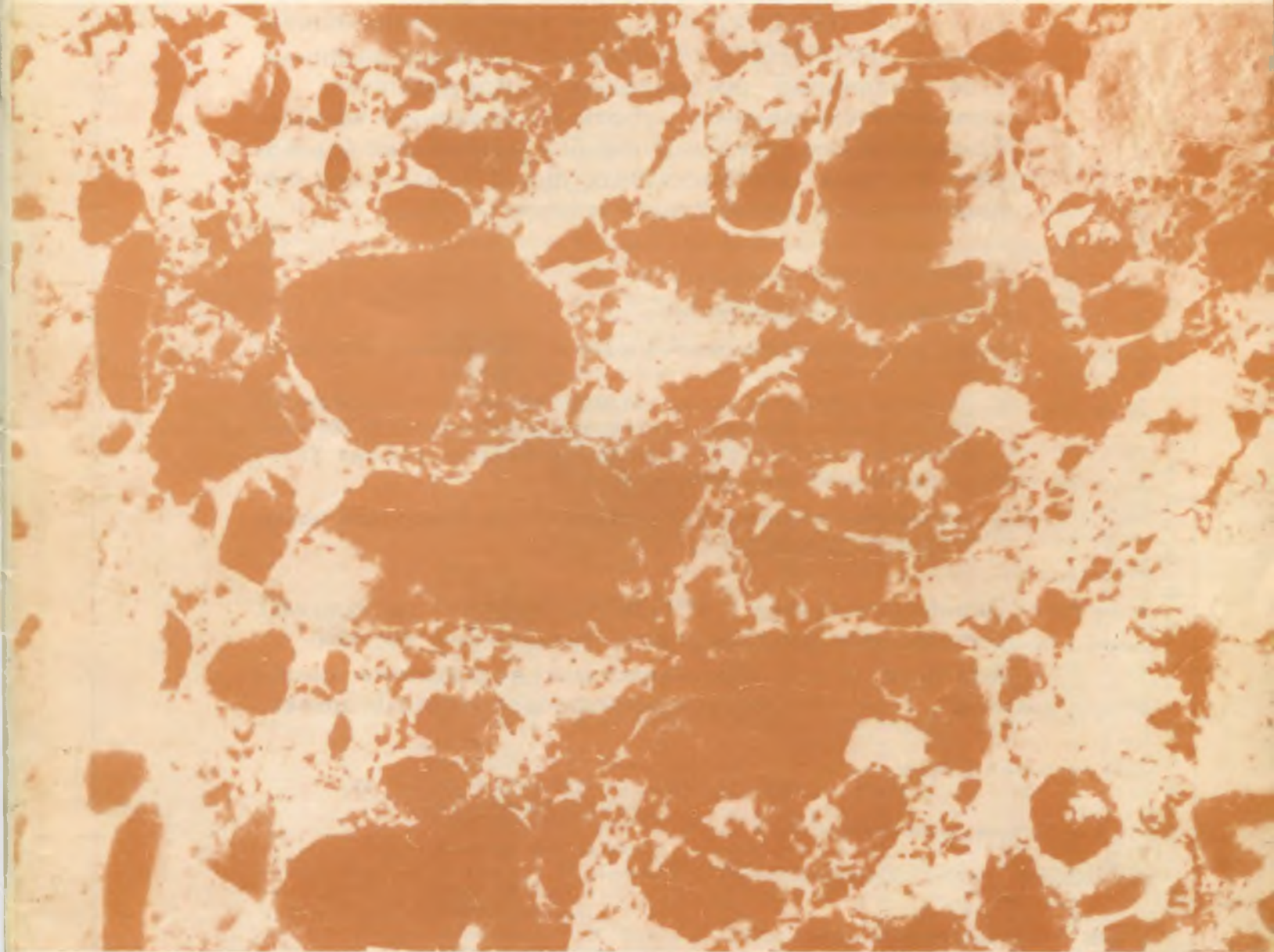


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН **4** 1990



ВНИМАНИЮ РУКОВОДИТЕЛЕЙ И СПЕЦИАЛИСТОВ ЗАВОДОВ ЖБИ И ЖБК

Хозрасчетная производственная внедренческая организация «ПОДРЯДЧИК» при Научно-техническом центре «ИНЖЕНЕР» **объединяет** опытных экономистов различных организаций и предприятий; **предлагает** выполнить работы по оказанию помощи предприятиям стройиндустрии в разработке и внедрении новых прогрессивных форм и методов хозяйствования, организации и оплаты труда

- аренда и арендный подряд
- совместные предприятия
- внутрипроизводственный (цеховой, бригадный) хозрасчет
- системы организации и оплаты труда с применением коллективных коэффициентов трудового вклада (КТВ) и индивидуальных коэффициентов трудового участия (КТУ) в общий конечный результат
- нормативы затрат труда и заработной платы для арматурного и формовочного производства

Экспресс-группы «ПОДРЯДЧИКА» выполняют работы непосредственно у Заказчика в тесном контакте с его специалистами в короткие сроки по умеренным договорным ценам.

*Адрес: 129110, Москва, проспект Мира, 39.
Телефоны: 280-15-08, 280-15-09.*

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

4 (421)

Издается с апреля 1955 г.

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО СТРОИТЕЛЬНОГО КОМИТЕТА СССР

Апрель 1990

СОДЕРЖАНИЕ

К XI Конгрессу ФИП

<i>Маркаров Н. А., Шагин А. Л.</i> Сессия национального комитета ФИП	2
<i>Гайна А. Л., Кривошеев П. И., Катруца Ю. А., Турчин П. М.</i> Состояние и перспективы развития преднапряженных железобетонных конструкций в УССР	3
<i>Михайлов К. В., Евгеньев И. Е., Асланова Л. Г.</i> Применение неметаллической арматуры в бетоне	5
<i>Шагин А. Л., Земляков В. Л., Мольский М. М.</i> Новые виды стеклопластикового армирования	7
<i>Маркарян Т. Г., Мхикян Р. М., Велиджанян С. В.</i> Технология изготовления стеклофибробетонных изделий	10
<i>Крамарь В. Г., Атоян С. И., Мхикян А. М., Чалкатрян Д. А., Айвазов Р. Л.</i> Работа широких преднапряженных многпустотных плит, опертых по трем сторонам	12
<i>Щербаков Е. Н.</i> К обоснованию нормативной базы деформаций бетона для расчетов преднапряженных конструкций	15
<i>Маркаров Н. А., Филаретов М. Н.</i> Конструктивно-технологические особенности каркасно-панельных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях в СССР	17
<i>Семенов С. В.</i> Пролетные строения для скоростного круглогодичного строительства мостов	19
<i>Сунгатуллин Я. Г.</i> Сборно-монолитные тоннели и сооружения нулевого цикла, возводимые открытым способом	21
<i>Белов Б. П., Серегин И. Н., Вейцман С. Г.</i> Технология инъектирования арматурных каналов мостовых конструкций	23
<i>Пецольд Т. М., Пастушков Г. П., Казачек В. Г., Смирнов С. Г., Зикеев Л. Н., Павлюкевич Г. А., Аврущенко Ш. И.</i> Каркасы производственных зданий из унифицированных преднапряженных центрифугированных элементов	25
<i>Минин Е. М., Романов С. А.</i> Плавающие сооружения из сборного преднапряженного железобетона	27
<i>Кудзис А. П.</i> Оценка долговечности при расчете преднапряженных железобетонных конструкций	29
<i>Саммал О. Ю.</i> Современная аппаратура для контроля качества преднапряженных конструкций	32

Конструкции

<i>Поляков С. В., Кулыгин Ю. С., Еримбетов Б. Т.</i> Исследование прочности колонн по нормальному сечению при действии сейсмических нагрузок	34
--	----

Бетоны

<i>Квирикадзе О. П.</i> Интерполяционные формулы для определения начального модуля упругости бетона	36
---	----

Заводское производство

Эффективные средства комплексной механизации отделочных линий	37
---	----

В помощь проектировщику

<i>Болдышев А. М., Плевков В. С.</i> Прочность нормальных сечений железобетонных элементов	38
--	----

Вопросы качества

<i>Наназашвили В. И., Бабаев Ш. Т.</i> Декоративные плиты пола на основе ВНВ из белого портландцемента	40
--	----

В порядке обсуждения

<i>Гладышев Б. М.</i> К проблемам бетоноведения	42
---	----

Нам пишут

<i>Куклис И. И., Райла А. К.</i> Опыт точного натяжения арматурных канатов	43
--	----

Информация

<i>Рябошапка Б. И.</i> Перспективы развития строительства Москвы	44
--	----



МОСКВА
ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ

УДК 693.56.061.3

СЕССИЯ НАЦИОНАЛЬНОГО КОМИТЕТА ФИП

10—12 октября прошлого года в Харькове проходила ежегодная сессия Национального комитета ФИП, которая была посвящена новым видам арматуры для преднапряженных конструкций и обсуждению докладов и сообщений советских специалистов, подготовленных к XI Конгрессу ФИП (Гамбург, июнь 1990 г.).

В работе сессии участвовало около 100 представителей филиалов и рабочих групп Национального комитета из 20 городов страны. Участники прослушали более 30 докладов о перспективах развития, исследованиях, путях экономии различных (в том числе новых) видов арматуры и о достижениях в области разработки, исследования и внедрения эффективных преднапряженных конструкций за последние четыре года, прошедшие после X Конгресса Международной федерации.

В докладах К. В. Михайлова, С. А. Мадатяна, В. С. Гуменюка и других отмечалось, что СССР входит в первую десятку стран, производящих максимальное количество стали, в том числе высококачественной арматуры для железобетонных конструкций. По производству преднапряженных конструкций наша страна обогнала Японию в 25 раз и США в 6 раз. На изготовление около 30 млн. м³ в год преднапряженных конструкций у нас используется 1,3 млн. т арматуры. Для сравнения можно заметить, что таких конструкций в США производится 5, в странах ЕЭС — около 7, в Японии — 1,3 млн. м³.

В СССР основной арматурой для преднапряженных конструкций служит термоупрочненная арматура класса Ат-V (в Японии этот класс составляет только 30% общего количества). Интересны данные о расходе стали на 1 м³ бетона: в Японии — 47, в США — 45 кг. Важным показателем для развития стран является расход бетона и стали на душу населения. Так, СССР по этому показателю отстает от Японии и стран ЕЭС в 2,5...2,4 раза, от США — только на 20%.

Наша страна по-прежнему отстает в выпуске преднапряженных конструкций с натяжением на бетон (менее 500 тыс. м³), для которых можно успешно применять кроме высокопрочной проволоки и канатов и стержневую арматуру классов Ат-VI и Ат-VII в первую очередь с винтовым профилем.

Важным направлением дальнейшего развития арматуры является увеличение объема применения термоупрочненной стали, которая в основном используется только для преднапряженных конструкций. Например, для обычных железобетонных конструкций следует применять и стержневую свариваемую арматуру класса А-IV С, выпуск которой будет увеличен с 50 тыс. до 1,5 млн. т. Шире следует внедрять арматуру новых классов: Ат-VII (к 2010 г. — 150 тыс. т), высокопрочную проволочную, в том числе канатную К-7 (вместо 270 к 2010 г. — 450 тыс. т), неметаллическую (стеклопластиковую, базальтовую).

Это позволит сэкономить к 1995 г. 670 тыс. т стальной арматуры и дополнительно изготовить 10 млн. м³ железобетона.

Высокопрочную проволочную арматуру используют также и в мостостроении: 150 тыс. м³ преднапряженных конструкций изготавливается для мостов (с натяжением на упоры и на бетон). В них арматуру используют в виде пучков (24/25...48/25). К сожалению, отмечается большой процент отбра-

ковки высокопрочной проволоки (до 7,2%). Кроме того, в этой отрасли мало применяют канатную арматуру.

На сессии были заслушаны сообщения И. Н. Сурикова, А. А. Мартынова, А. И. Каурова, Т. И. Мамедова, А. С. Короткого, И. Д. Романюка, В. И. Бондаренко, В. П. Каневского, А. Л. Шагина, В. Б. Гончарова, В. М. Митасова и других о новых исследованиях свойств арматуры различных классов (Ат-IVC, Ат-IV...Ат-VII, холоднотянутой проволоки повышенной прочности Врп-I, стеклопластиковой). В частности, были изложены новые сведения о стержневой арматуре винтового профиля, высокопрочной проволоке с новым периодическим профилем, канатной арматуре новых типов, коррозионной стойкости арматурных сталей новых видов.

Сессия рекомендовала проектным организациям составлять варианты армирования массовых конструкций с новыми видами арматурных сталей для возможного их широкого производства и применения, а металлургическим и метизным заводам предлагается увеличить выпуск арматуры винтового профиля (в комплекте с гайками и муфтами), стержневой и высокопрочной проволоки с эффективным периодическим профилем. При этом Госстрою СССР и ГКНТ СССР желательно предусмотреть бюджетные ассигнования для финансирования научно-исследовательских работ по арматуре.

На сессии были заслушаны также доклады С. В. Семенова, Б. П. Белова, Е. М. Минина, Н. А. Маркарова, Т. М. Пецольда, И. О. Золотарева, Б. Н. Волынского, Е. Н. Щербакова, Я. Г. Сунгатуллина, В. В. Ражайтиса, Г. Н. Мурашкина, Р. П. Баронаса, Р. Л. Маилана, А. П. Кудзиса, О. Ю. Саммала и других, подготовленные для представления на XI Конгресс ФИП. В них сделан обзор новых преднапряженных конструкций различного назначения: мостовых сооружений, плавучих сооружений, собираемых из блок-модулей, каркасно-панельных зданий для жилищно-гражданского строительства, башенных сооружений, тоннелей и др. В докладах и сообщениях представлены результаты проведенных исследований по совершенствованию нормативной базы для проектирования, испытаний модулей корпуса реактора, различных конструкций, бетон которых твердеет под давлением, совместной работы балок и плит, данных по долговечности и т. д., а также сведения о разработанных рекомендациях по инъецированию в каналы (для конструкций с натяжением на бетон).

Некоторые из этих докладов будут включены в труды XI Конгресса ФИП, другие материалы опубликованы в данном номере журнала.

На сессии был заслушан доклад Н. А. Маркарова о деятельности президиума, филиалов и рабочих групп НК ФИП в 1989 г., утвержден план работы на 1990 г. и намечено провести следующую сессию в Свердловске по проблеме применения железобетона в домостроении. На ней будут также заслушаны сообщения участников об итогах XI Конгресса ФИП.

НК начал работу по комплектованию делегации на Конгресс (вступительный взнос 1300 марок ФРГ).

Н. А. МАРКАРОВ, ученый секретарь НК ФИП, д-р техн. наук, проф.; А. Л. ШАГИН, председатель Харьковской рабочей группы Украинского филиала НК ФИП, д-р техн. наук, проф.

А. Л. ГАЙНА, П. И. КРИВОШЕЕВ, Ю. А. КАТРУЦА, кандидаты техн. наук,
П. М. ТУРЧИН, канд. экон. наук (Украинский филиал НК ФИП СССР)

Состояние и перспективы развития преднапряженных железобетонных конструкций в УССР

В течение последних десятилетий в Украинской ССР, как и в целом по стране [1...3], продолжали расти объемы производства и применения сборного железобетона, в том числе преднапряженных несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений (табл. 1).

Темпы роста общих объемов производства сборного железобетона по Украине отставали от общесоюзных, что привело к их снижению с 17 до 15% (табл. 2). Нарращивание объемов производства и применения преднапряженных железобетонных конструкций в УССР шло более высокими темпами и за тот же период увеличилось с 18 до 21%. Наиболее широко (до 33% в 1988 г.) распространен преднапряженный железобетон в промышленном строительстве, осуществляемом Минстроем УССР.

Анализ применяемой на стройках Украины номенклатуры сборного железобетона показывает, что преднапряженные конструкции охватывают практически все рациональные области их применения и в дальнейшем необходимо

струкций, более 20 предприятий строительной индустрии по изготовлению конструкций силикатного бетона автоклавного твердения; наметившаяся тенденция к применению новых композиционных материалов для преднапряженных конструкций из фибробетона, армированного грубыми базальтовыми волокнами и базальтопластиковой арматурой.

УССР обладает неограниченными запасами сырьевых ресурсов для производства тяжелых и легких заполнителей. Промышленные месторождения гранита, лабрадорита, габбро, базальта по запасам, качеству и условиям залегания оцениваются как уникальные, их обеспеченность превышает 50...100 лет. Месторождения песков, глины, суглинков повсеместны. Запасы коалинов и керамзитового сырья (к сожалению не всегда удовлетворяющего современным требованиям) составляют 60% общесоюзных, а ресурсы кварцевых песков неисчерпаемы. Ежегодно в республике производится около 110 млн. м³ щебня и 7 млн. м³ легких заполнителей: керамзита (68%), шлаковой пемзы, перлита. В 1985 г. производство пористых

заполнителей составило 6,4, а потребление 5,68 млн. м³, а к 2000 г. ожидается соответственно 11,18 и 11,09 млн. м³.

Удовлетворяя потребность в тяжелых и легких заполнителях, республика производит инертные материалы больше, чем потребляет, вывозя их в различные регионы страны. Наличие эксплуатируемых карьеров по производству щебня в Ровенской, Винницкой, Житомирской, Харьковской, Львовской и других областях, а также заводов керамзитового гравия создает хорошие предпосылки для дальнейшего развития преднапряженных конструкций из тяжелого и легкого бетонов.

Значительный резерв сырья представляет использование вторичных ресурсов и отходов промышленности для производства (потребления) заполнителей: доменных и сталеплавильных шлаков — 34 (33,4) млн. т, шлаков тепловых электростанций — 16 (3,2) млн. т, скальных пород вскрыши и попутного извлечения — 35 (8,5) млн. м³. В 1985 г. на основе вторичных ресурсов произведено 19,7 млн. м³ щебня и 2,8 млн. м³ пористых заполнителей для бетона. Повышение качественных характеристик заполнителей, производство щебня мелких фракций, мытого щебня и песка — одна из главных задач ближайшей перспективы.

Республика располагает развитой сетью предприятий по выпуску цемента и полностью обеспечивает собственные потребности в этом вяжущем. Ежегодный объем потребления цемента в УССР составляет около 20 млн. т. По данным прогноза потребность республики в цементе возрастает с 22,4 в 1985 г. до 29,3 млн. т к 2010 г.

Развитие производства цемента будет обеспечиваться как путем увеличения добычи природного сырья месторождений (62%), так и использованием отходов промышленности (38%), на основе которых в 1985 г. произведено 19 млн. т цемента.

Расширится использование сухой золы-уноса ТЭС в качестве активной минеральной добавки для замены части

Таблица 1

Вид конструкций	Объем производства сборного железобетона по годам, млн. м ³				
	1975	1980	1985	1990	2000
Сборные железобетонные	114,0	122,0	136,0	143,0	162,0
В том числе из преднапряженного бетона	19,4	20,1	21,5	22,7	26,0
	27,2	27,2	27,6	36,0	47,5
	5,0	5,2	5,8	6,8	8,4

Примечание. Над чертой — для СССР, под чертой — для УССР.

наращивать объемы производства, совершенствовать структуры и конструктивные решения.

Специфические особенности УССР оказывают определенное влияние на развитие преднапряженного железобетона. Это достаточные сырьевые запасы; развитая материально-техническая база производства инертных, цемента и арматуры; широкая сеть специализированных заводов сборного железобетона, в том числе базовых предприятий по освоению новых преднапряженных кон-

Таблица 2

Показатели	1975 г.	1980 г.	1985 г.
Прирост годового объема производства сборного бетона и железобетона, % к 1970 г.	135 136	144 140	170 150
То же преднапряженного	141 139	141 144	143 161

Примечание. Над чертой для СССР, под чертой — для УССР.

клинкера. На основе металлургических шлаков будет организовано производство многокомпонентных цементов и шлакопортландцементов. Нарращивание объемов производства цемента будет сопровождаться повышением его прочностных свойств. Средняя активность цемента возрастет к 2010 г. до 40...46 МПа вместо 40,5 МПа в 1985 г. Как показывают расчеты, повышение прочности цемента на одну марку эквивалентно увеличению его выпуска на 10%. В ближайшей перспективе будет достигнут опережающий выпуск специальных видов цемента, включая высокомарочные (М500 и выше), доля которых составляет сегодня 1,5...2% общего объема производства цемента, быстротвердеющие, напрягающие, сульфатостойкие. Регулярные поставки этих видов цемента будут способствовать развитию преднапряженных конструкций.

В настоящее время в республике функционирует около 780 предприятий сборного железобетона, значительная часть которых выпускает около 6 млн. м³ преднапряженных конструкций в год. Согласно прогнозу эти заводы должны увеличить производство конструкций из легких бетонов в 1,5...1,6 раза и преднапряженных конструкций из бетона класса В40 и выше в 1,9...2,3 раза.

Заводы таких крупных комбинатов и производственных объединений, как Львовжелезобетон, Ворошиловграджелезобетон, Харьковжелезобетон, Киевоблпромстрой и другие с годовой программой 100...180 тыс. м³ сборного железобетона производят до 40...50% конструкций из преднапряженного железобетона. Основной номенклатурой этих предприятий являются плиты покрытий и перекрытий, многопустотные настилы, стропильные балки и фермы, стеновые панели, конструкции «на пролет» типа П, элементы межвидового каркаса многоэтажных зданий серии 1.020—1/83 и зданий с укрупненной сеткой колонн 12×6 м серии КП-203, складчатые и сталежелезобетонные покрытия пролетом 18 и 24 м, двухпустотные неразрезные пролетные строения мостов и путепроводов длиной 12 и 18 м, сваи без поперечного армирования и др.

В ближайшие годы на этих предприятиях планируется начать производство преднапряженных конструкций эффективных сечений (двутаковых, центрифугированных, пустотных), неразрезных на несколько этажей колонн, ригелей и рамных конструкций, длинномерных плит покрытий и перекрытий, покрытий в виде сборных пространственных блоков, в том числе с применением гибких

преднапряженных плит, конструкций многоэтажных зданий с сетками колонн 12×12, 6×18 м, коробчатых настилов размером 12 и 18 м, крупноблочных железобетонных элементов транспортных галерей, двух- и многоярусных эстакад. П-образных балок пролетных строений длиной до 24 м, оптимизированных конструкций одно- и многоэтажных зданий с диафрагмами и ядрами жесткости и ограниченным числом жестких сопряжений, бесшварных многоэтажных каркасов и этажерок со спаренными ригелями и др. Повышение степени индустриализации обеспечит доведение уровня сборности к 2010 г. до 60...70% вместо 57% в 1985 г.

Важной задачей станет наращивание производства конструкций из высокопрочного бетона, особенно с использованием вяжущего низкой водопотребности.

Прогнозируемый к 2010 г. объем производства преднапряженного железобетона до 10 млн. м³ потребует резкого подъема технологического уровня заводов стройиндустрии и более полного использования их мощностей, модернизации имеющегося оборудования и оснастки, организации производства и регулярной поставки быстротвердеющих и высокомарочных цементов, фракционных и мытых заполнителей, добавок и суперпластификаторов, эффективных видов стержневой и канатной арматуры необходимых классов, длины и диаметров, сварочного и силового оборудования.

К сдерживающим факторам дальнейшего наращивания объемов применения преднапряженного железобетона следует отнести увеличение объемов капиталовложений на реконструкцию, рост объемов производства монолитного бетона и особенно в многоэтажном строительстве сейсмических районов, на просадочных и подрабатываемых грунтах, увеличение объемов производства и применение облегченных стальных конструкций, а также стеновых ограждений из профилированного настила с эффективными утеплителями.

Выделяя специфику Украины, следует отметить большой вклад республики в проблему отработки и промышленного освоения широкой номенклатуры конструкций, разрабатываемых по планам экспериментального и типового проектирования Госстроя СССР. Несмотря на четко проявляющуюся политику сдерживания типового проектирования, можно ожидать, что СССР будет и впредь осваивать преднапряженные конструкции, находящие массовое

применение на всей территории страны. Это основано на объективности принципов типизации и унификации как средства для оптимальных решений в конкретных условиях строительства. К тому же в УССР имеется широкая сеть научно-исследовательских, проектных организаций и вузов, базовых предприятий стройиндустрии по освоению производства новых видов конструкций, изделий, материалов.

Только на экспериментальной базе НИИСКв с участием ведущих институтов страны и республики прошли экспериментальную проверку и внедрение такие массовые преднапряженные конструкции, как подкрановые балки длиной 6 и 12 м (Ленпромстройпроект), решетчатые балки длиной 18 м, безраскосные фермы пролетом 18 и 24 м, подстропильные балки с подрезкой на опоре (ПИ-1); стропильные полигональные фермы пролетом 18 и 24 м (Промстройпроект); малоуклонные стропильные балки, плиты покрытий пролетом 6 и 12 м, в том числе из легкого бетона, конструкции рамных и связевых каркасов (ЦНИИпромзданий); одно- и многослойные стеновые панели длиной 6 и 12 м (ЦНИИпромзданий, Красноярский ПромстройНИИпроект) и др.

Основной задачей является максимальное сокращение технологического цикла «научная разработка — проектирование — внедрение» и создание широкой номенклатуры преднапряженных конструкций для наращивания их производства в будущем.

По данным НИИСКв, около 300 тыс. м³ ячеистобетонных стеновых панелей из силикатного бетона целесообразно выполнять преднапряженными, что позволит на 20...30% снизить расход арматуры и получить экономический эффект в размере 3...5 р. на 1 м³ конструкций [4].

Помимо использования традиционных материалов для дальнейшего совершенствования преднапряженного железобетона в республике ведутся работы по освоению нового материала — базальтобетона на основе базальтовых волокон, включая грубые базальтовые волокна диаметром 100...400 мкм для дисперсного армирования и непрерывные тонкие и супертонкие высокопрочные волокна для базальтопластиковой арматуры.

Наиболее изученным в настоящее время является базальтофибробетон с применением грубых базальтовых волокон, который обладает в 2..2,5 раза большей прочностью на растяжение и повышенной в 4...5 раза растяжимостью по сравнению с обычным бетоном.

Внедрение базальтофибробетона позволит отказаться от поперечного, конструктивного или косвенного армирования, снизить на 40...60% расход продольной несущей арматуры, повысить категорию трещиностойкости конструкций и реализовать комбинированное дисперсное армирование в сочетании с напрягаемой продольной арматурой. При этом улучшается работа бетона в зонах анкеровки арматуры и на восприятие усилий обжатия, исключается трещинообразование при выгибах без специального армирования, снижается трудоемкость арматурных работ. Конструкции из этого бетона хорошо противостоят огневому, динамическому и ударным воздействиям, способны воспринимать значительные сосредоточенные воздействия, что создает дополнительный эффект к преднапряжению, снижает металлоемкость конструкций. Средневзвешенная экономическая эффективность применения базальтофибробетона составляет 4 р/м³.

Сочетание его с базальтопластиковой арматурой открывает широкую перспективу создания преднапряженных конструкций нового поколения без метал-

ла для различных условий эксплуатации.

Выводы

Сборный и преднапряженный железобетон остается основным видом конструктивных материалов в республике, особенно в промышленном строительстве и в мостостроении.

Характерными для УССР станут преднапряженные конструкции из силикатного бетона — 0,3 млн. м³, а также конструкции из базальтофибробетона — 0,5 млн. м³. Около 1 млн. м³ преднапряженных конструкций будет изготавливаться из высокопрочных бетонов класса В40 и выше, 2,5 млн. м³ — из легкого бетона.

По сравнению с зарубежной практикой в УССР, как и в целом по стране, еще низок объем применения высокопрочных канатов, в том числе стабилизированных и суперстабилизированных с улучшенными характеристиками, к изготовлению которых отечественная металлургическая промышленность только приступила. Недостаточное развитие в республике получил метод натяжения арматуры на бетон, поз-

воляющий полностью использовать преднапряженную арматуру и почти на 1/3 экономить ее расход. Сохраняется инерция в освоении высокопрочных бетонов классов В45...В50, применение преднапряжения в которых наиболее целесообразно. Основным тормозом являются нерегулярность поставок высокомарочных цементов и низкий уровень производства высококачественных заполнителей.

Медленно развивается технология и затягивается создание производственных мощностей по изготовлению стальной, стеклянной и базальтовой фибры для фибробетонов, что сдерживает их применение для преднапряженных изделий.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Материальная база капитального строительства / Под ред. Я. А. Рекитара. — М.: Стройиздат, 1988. — 383 с.
2. Бетон и железобетонные конструкции. Состояние и перспективы применения в промышленном и гражданском строительстве / Под ред. К. В. Михайлова и Ю. С. Волкова. — М.: Стройиздат, 1983. — 359 с.
3. Повышение эффективности и качества железобетона в строительстве Украинской ССР // Материалы к IX Всесоюз. конф. по бетону и железобетону (Ташкент, 1983). — Киев: НИИСК, 1983. — 135 с.
4. Бетон и железобетон — ресурс- и энергосберегающие конструкции и технологии // Материалы к X Всесоюз. конф. по бетону и железобетону (Казань, 1988). — Киев: НИИСК, 1988. — 383 с.

УДК 691.87:693.554

К. В. МИХАЙЛОВ, д-р техн. наук, проф., И. Е. ЕВГЕНЬЕВ, Л. Г. АСЛАНОВА, кандидаты техн. наук (НИИЖБ)

Применение неметаллической арматуры в бетоне

Как известно, срок службы железобетонных конструкций в условиях воздействия агрессивных сред сокращается примерно в 7...10 раз. При этом возникает необходимость проведения различных мероприятий и расходования дополнительных средств на капитальные ремонты, замену конструкций и ликвидацию аварийных ситуаций в процессе эксплуатации зданий и сооружений.

Частично решить эту проблему можно путем создания новых высокоэффективных композиционных материалов, обладающих повышенной коррозионной стойкостью.

В этой связи в США, Англии, Японии, Финляндии и в СССР большой интерес проявляется к применению органических и неорганических волокон в качестве армирующего материала для бетонных, полимербетонных и деревянных конструкций.

Применение в строительных конструкциях стержневой неметаллической арма-

туры позволяет повысить их долговечность в 1,5...2 раза, а также сократить или вовсе исключить армирование сталью. Кроме того, повышенная коррозионная стойкость неметаллической арматуры позволяет увеличить ширину раскрытия трещин в бетоне и, следовательно, уменьшить толщину защитного слоя бетона, т. е. при прочих равных условиях несколько облегчить конструкцию за счет уменьшения площади сечения бетона.

Неметаллическая арматура — это композиционный материал, состоящий из пучка ориентированных волокон диаметром 8...20 мк и полимерного связующего, чаще всего на основе эпоксидной смолы и ее модификаций. Содержание волокна (наполнителя) составляет примерно 80...85% по массе. Волокна в арматуре воспринимают растягивающие усилия, их механические свойства определяют прочность и деформативность арматуры.

Полимерное связующее выполняет роль клеящей среды, которая объединяет отдельные волокна в монолитный стержень и тем самым обеспечивает совместную работу волокон. Кроме того, связующее защищает волокно от непосредственного воздействия влаги, различных химических реагентов и механических повреждений.

В зависимости от вида волокна неметаллическую арматуру можно подразделить на стеклопластиковую, для изготовления которой используют стеклянные волокна, базальтопластиковую — базальтовые волокна, углепластиковую арматуру — углеродные волокна и т. д.

В нашей стране наиболее широко изучена и применяется стеклопластиковая арматура. Ведутся научно-исследовательские работы по созданию и определению возможных областей применения других видов неметаллической арматуры, изготавливаемых на основе базальтовых, углеродных и арамидных волокон.

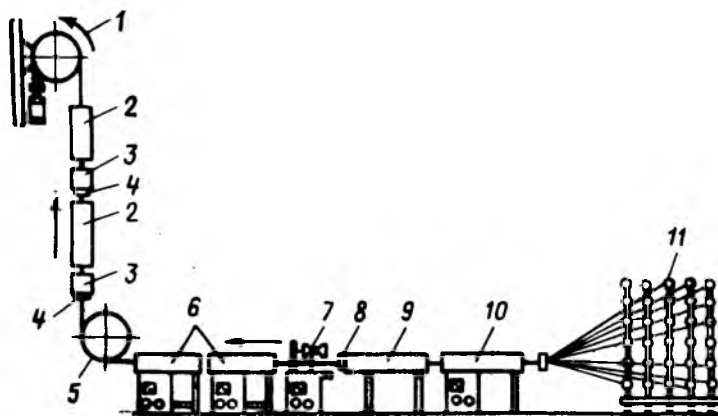


Рис. 1. Схема технологической линии для производства неметаллической арматуры
 1 — тянущее устройство; 2 — электрическая печь для полимеризации покрытия; 3 — ванна со связующим для пленочного покрытия; 4 — резиновая фильера; 5 — диск; 6 — электрические печи для полимеризации связующего; 7 — обмоточное устройство; 8 — фильера; 9 — камера для пропитки связующим; 10 — электрическая печь для удаления замасливателя и влаги; 11 — шпулярник

Основой стеклопластиковой арматуры является непрерывная нить диаметром 10...17 мк с кратковременным сопротивлением растяжению до 2000 МПа. Непрерывное стекловолокно формируют из стекольных расплавов, получаемых путем плавления шихты на специальной установке. Установка состоит из плавильного сосуда (одновременно нагревателя), устройства для нанесения замасливателя на первичную нить и наматывающего аппарата. Наиболее распространено производство трех типов стеклянных волокон, отличающихся химическим составом: тип *E* — волокна бесщелочные боросиликатные, синтезированные на основе оксидов кальция и алюминия (система $\text{SiO}_2\text{—CaO—Al}_2\text{O}_3$), обладающие недостаточной стойкостью, к кислотным средам; тип *C* — волокна малощелочные с повышенной стойкостью, содержащие добавки ZrO_2 , BaO , Mn_2O_4 ; тип *A* — волокна щелочные, обладающие высокой химической стойкостью, синтезированные на основе оксидов натрия и кальция (система $\text{SiO}_2\text{—CaO—Al}_2\text{O}_3$) и содержащие большое количество щелочей. Волокна типа *E* применяются в США, СССР, ГДР, Франции, Англии и др. Волокна типов *C* и *A* — в основном в США и СССР.

В последние годы в разных странах синтезированы новые составы щелочестойких стекол, которые обладают относительно высокой устойчивостью в среде твердеющего цементного камня. Это в основном стекла, содержащие дефицитные оксиды ZrO_2 и TiO_2 . На их основе разработаны отечественные щелочестойкие волокна марок Ш-15-ЖТ, Ш-15-Ж, СП-93 и 29-81, в Великобритании — волокно Цем-Фил, во Франции и Японии — циркониевые волокна. Исследования стеклопластиковой арматуры на основе волокон марок Ш-15-ЖТ, Ш-15-Ж, СП-93 и алюмоборосиликатного показали, что наиболее перспективны волокна марки Ш-15-ЖТ.

Так, арматура на основе нового во-

локна обладает несколько меньшей прочностью (1400 вместо 1750 МПа), но более высокой химической стойкостью (0,93 в 1 н. растворе NaOH и 1,0 в 1 н. растворе H_2SO_4 вместо 0,86 и 0,3 соответственно) по сравнению с арматурой из алюмоборосиликатного волокна.

Создание арматуры из базальтовых волокон — принципиально новое направление. Исследования в этой области начаты в нашей стране впервые, а их постановка обусловлена неограниченными запасами, дешевизной сырья и простотой технологии получения базальтового волокна.

Исходным материалом для базальтовых волокон служат горные породы — базальты, представляющие собой мелкозернистые эффузивные породы вулканического происхождения. По химическому составу базальты относятся к группе основных пород, для которых характерно невысокое содержание кремнезема. Базальтовые волокна получают путем плавления базальтовой мелочи (продукта дробления базальто-

вой породы) и вытягивания волокна из полученного расплава.

Технология получения базальтового волокна принципиально не отличается от технологии получения стеклянных волокон из шихты. Однако она исключает приготовление многокомпонентной шихты, превращение ее в расплав и формирование стеклянных шариков. Отсутствие этих операций позволяет снизить затраты на получение волокна. Наряду с применением новых дешевых аппретирующих составов и полимерных связующих (поиски, которых ведутся). это позволит снизить оптовые цены как на волокно, так и на арматуру.

Прочность базальтового волокна диаметром 16, 12 и 8 мк составляет соответственно 1000, 1500 и 2600 МПа, а плотность — 2,8...3,3 г/см³. Исследования свойств базальтовых волокон показали их химическую устойчивость к кислотам и к щелочам.

Стекло- и базальтопластиковую арматуру изготавливают диаметром 3...15 мм с гладкой поверхностью и периодического профиля. На арматурном стержне периодический профиль образуется оплеточной нитью, которая вдавливается в тело стержня с определенным усилием, образуя вмятины глубиной 0,1...0,15 мм. Принятый периодический профиль арматуры обеспечивает ее достаточное сцепление с бетоном.

Наиболее отработанным способом получения неметаллической арматуры является непрерывная протяжка волокон, пропитанных полимерной композицией. При этом все технологические операции по изготовлению арматуры: пропитка жгута раствором полимерного связующего, удаление инертных растворителей, формирование стержня и его отверждение — непрерывны по времени и взаимосвязаны. Схема опытно-промышленной линии по изготовлению стекло- и базальтопластиковой арматуры показана на рис. 1.

Характерной особенностью арматуры этих видов является отсутствие заметных пластических деформаций при нагружении. Рабочая диаграмма растяжения является прямолинейной вплоть до разрыва. Для сравнения на рис. 2 приведены диаграммы растяжения высокопрочной проволоки, каната, стекло- и базальтопластиковой арматуры, а в таблице — основные характеристики арматуры диаметром 6 мм из разных волокон.

Нормативная долговременная прочность арматуры на основе стеклянного и базальтового волокна пока принимается равной 65% кратковременно-

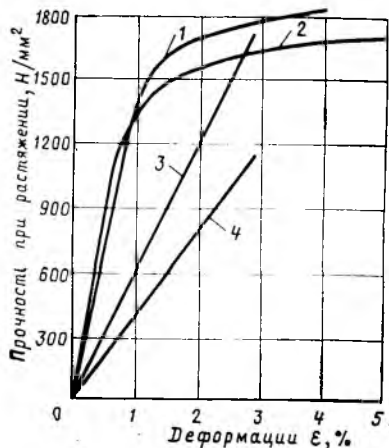


Рис. 2. Диаграммы растяжения
 1 — канат К-7 $\sigma_H = 1850 \text{ Н/мм}^2$; $E = 1,8 \times 10^5 \text{ Н/мм}^2$; 2 — проволоки $d = 6 \text{ мм}$; $\sigma_H = 1670 \text{ Н/мм}^2$; $E = 2,0 \cdot 10^5 \text{ Н/мм}^2$; 3 — стеклопластиковой арматуры $\sigma_H = 1750 \text{ Н/мм}^2$; $E = 5,5 \cdot 10^4 \text{ Н/мм}^2$; 4 — базальтопластиковой арматуры $\sigma_H = 1200 \text{ Н/мм}^2$; $E = 5,0 \cdot 10^4 \text{ Н/мм}^2$

го сопротивления. При этом учитывается неравномерность работы всех составляющих нитей. Необратимое снижение прочности стеклопластиковой арматуры наблюдается лишь после прогрева ее до 300°C. При температуре более 450°C наблюдается обугливание связующего, а при 500°C арматура возгорается.

На основе всестороннего изучения физико-механических и химических свойств стеклопластиковой арматуры, ее совместной работы с бетоном в обычных и преднапряженных конструкциях была разработана методика расчета конструкций (Руководство по расчету и проектированию конструкций со стеклопластиковой арматурой. — М.: НИИЖБ, 1978).

Базальтопластиковую арматуру можно использовать не только в преднапряженных конструкциях, но и в качестве ненапрягаемой арматуры. В этом случае ее прочность может быть ограничена 800...1000 МПа и достигнута при использовании связующих, полученных из отходов химических производств, или первичных волокон диаметром до 30 мк, что удешевляет арматуру и повышает ее долговечность.

Применение строительных конструк-

Вид арматуры	Прочность на растяжение, МПа	Модуль упругости, МПа	Относительное удлинение перед разрывом, %	Электрическая прочность, кВ/см²
Стеклопластиковая: на алюмоборосиликатном волокне	1750	5,5 · 10 ⁴	2,7	19—20
на стеклянном волокне с до- бавкой циркония	1400	5,0 · 10 ⁴	2,8	20—22
Базальтопластиковая*	1200	5,0 · 10 ⁴	3,0	20—21

* Для обычных конструкций.

ций с неметаллической арматурой обес- печивает при прочих равных условиях малые потери преднапряжения от усадки и ползучести бетона, возможность снижения толщины защитного слоя бетона и, кроме того, безопасного увеличения ширины раскрытия трещин в конструкциях без преднапряжения.

Стоимость 1 м неметаллической ар- матуры пока выше стоимости стальной арматуры такой же несущей способно- сти, поэтому в настоящее время ее в первую очередь целесообразно приме-

нять в конструкциях, позволяющих ре- ализовать ее особые свойства: корро- зионную и электроизолирующую стой- кость, немагнитность и радиопрозрач- ность. Использование неметаллической арматуры в сочетании со специальными бетонами (полимерными, полимерсили- катными) еще больше повышает ее эф- фективность.

Неметаллическая арматура нашла опытно-промышленное применение в конструкциях из легких бетонов (ячеи- стые бетоны, где необходимо стальную арматуру защищать от коррозии цин- ковыми или полимерными покрытия- ми, арболит и т. д.), в фундаментах, сваях, электролизных ваннах, балках и ригелях подвальных эстакад, опорных конструкциях конденсаторных батарей, плитах крепления откосов, безызолятор- ных траверсах и в др.

Технико-экономический расчет приме- нения неметаллической арматуры в кон- струкциях, например электросетевого строительства, показывает, что во всех случаях обеспечивается экономия ста- ли от 60 до 100%, трудозатрат на изготовление конструкций от 4 до 37%. Стоимость таких конструкций «в деле» с учетом повышения срока их службы снижается от 81 к. до 18 р.

УДК 666.982.24:691.175-419.8:678.067.5

А. Л. ШАГИН, д-р техн. наук, В. Л. ЗЕМЛЯКОВ, канд. техн. наук, М. М. МОЛЬСКИЙ, инж. (ХИСИ)

Новые виды стеклопластикового армирования

Стеклопластиковое армирование используют в несущих конструкциях от- дельно или в сочетании с другими ви- дами армирования в зависимости от эксплуатационных требований. Высокая стоимость и дефицитность полимерного связующего пока не позволяют приме- нять стеклопластиковое армирование в обычных элементах. Поэтому их целе- сообразно использовать только в случа- ях особых функциональных или анти- коррозионных требований, т. е. когда другие конструктивные решения не представляются возможными.

Разработаны различные комбинации внешнего сплошного или сетчатого ар- мирования и внутреннего в виде стерж- ней, каркасов, сеток и стеклопластико- вых фибр. В основу предлагаемых тех- нологий положен метод намотки стек- лолокна или стекловолокна с послой-

ной пропиткой полимерным связующим, подбираемым в зависимости от харак- тера и степени агрессивности среды. Арматурные изделия целесообразно формовать с использованием смол горячего отверждения, что повышает кор- розионную стойкость и деформативно- прочностные характеристики.

Недостатком имеющейся в настоящее время стержневой стеклопластиковой арматуры являются сложность анкеро- вки и серьезные технологические труд- ности получения стержней диаметром >20...25 мм.

В предлагаемой двухветвевой стек- лопластиковой арматуре автоматиче- ски обеспечиваются анкеровка, переда- ча предварительного обжатия на бетон, а технология намотки дает возмож- ность получать практически любые се- чения арматуры (рис. 1). В изгибае-

мых элементах двухветвевую арматуру укладывают горизонтально в растяну- той зоне. Аналогичную, но значительно меньшего сечения двухветвевую ар- матуру устанавливают горизонтально в сжатой зоне. Возможна в соответствии с расчетом укладка нескольких двух- ветвевых арматурных элементов в рас- тянутой зоне.

Арматуру изготавливают на специаль- ных намоточных машинах горизонталь- ного или вертикального типа. Намот- ку двухветвевой арматуры производят на разборную оправку с пазами соот- ветствующей формы. При намотке пазы оправки заполняют стекловолокном, про- питанным связующим. После намотки осуществляют полимеризацию арма- туры на оправке под воздействием ин- фракрасного излучения. Затем оправку разбирают и из пазов извлекают от-

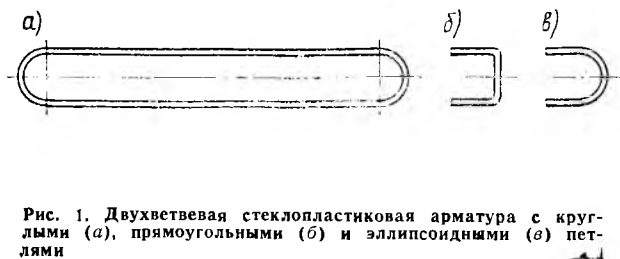


Рис. 1. Двухветвевая стеклопластиковая арматура с круглыми (а), прямоугольными (б) и эллипсоидными (в) петлями

формованную арматуру. Намотку двухветвевой арматуры большой длины целесообразно производить на установках горизонтального типа, оснащенных механизмом раскладки ровингов, например цепным (рис. 2).

В некоторых случаях для изготовления двухветвевой арматуры можно воспользоваться стандартными машинами для выпуска труб и оболочек больших диаметров. При этом полимеризация происходит в машинах или в термокамерах.

Экспериментами установлено, что предлагаемая арматура обладает прочностью 600...1000 МПа в зависимости от вида стекловолокна и площади сечения. С ростом площади сечения арматуры ее временное сопротивление растяжению уменьшается (см. таблицу).

A_c , см ²	σ_u , с', МПа	$E_c \cdot 10^3$, МПа	ε_u , с', %
0,35	889	53,0	2,05
0,55	795	52,0	1,90
0,75	720	59,8	1,70
0,95	655	5,02	1,62

Деформативно-прочностные показатели арматуры можно улучшить с помощью повышенного натяжения стекловолокон, подпрессовки, способствующей удалению избытка связующего, и других мероприятий.

Известно, что стеклопластик обладает реологическими свойствами. Для количественной оценки деформаций ползучести рассматриваемой арматуры образцы выдерживали при нагрузках 0,2; 0,4 и 0,6 разрушающей. Испытания проводили в пружинных установках.

Кривые ползучести свидетельствуют, что она имеет нелинейный характер. При уровнях напряжений до 0,6...0,7 разрушающей отмечается затухающая ползучесть.

Арматурные стеклопластиковые сетки наиболее просто формовать методом перекрестной намотки, заключающейся в раскладке пропитанных связующим стеклоровингов по заданной программе на вращающуюся оправку, в результате чего после намотки сетчатой оболоч-

ки она частично полимеризуется, разрезается по образующей, разворачивается в лист, который окончательно полимеризуется при заданных режимах температуры и давления опрессовки (рис. 3).



Рис. 3. Арматурные стеклопластиковые сетки, отформованные методом намотки

Углы взаимного пересечения и величины поперечных сечений стержней в сетках устанавливают в соответствии со значениями и характером распределения усилий в армируемых конструкциях. Однако диапазон варьирования углов пересечения (30...70°) ограничен технологическими возможностями.

Прочность стержней сеток в зависимости от применяемых материалов, площадей сечений и технологических параметров 600...800 МПа, модуль деформаций (4...5) · 10⁴ МПа.

В настоящее время разработана высокопроизводительная технология, представляющая собой непрерывный процесс формирования сеток на специальной установке (рис. 4). Стеклонити или ровинги от шпулярника поступают в про-

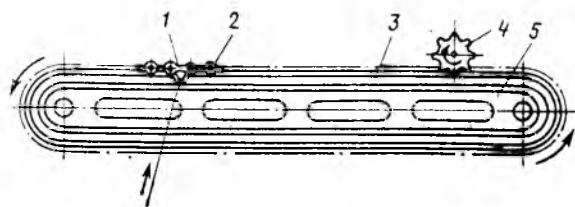


Рис. 2. Схема намотки длиномерной арматуры
1 — нитеводитель; 2 — цепной раскладчик нитей; 3 — копир; 4 — ведущая звездочка; 5 — неподвижная оправка

питочную ванну и затем с помощью механизма раскладки наматываются на цепной транспортер, образуя сетчатое полотно, которое при движении в камере полимеризации отверждается и разрезается на мерные отрезки. Еще одним видом внутреннего армирования являются стеклопластиковые фибры. В отличие от стеклянных фибр соответствующим полимерным связующим они защищены от воздействия щелочной среды бетона. ХИСИ совместно с НИИЖБом разработали технологию непрерывного изготовления стеклопластиковых фибр (рис. 5). Стеклонити или ровинги сматывают со шпуль, пропитывают связующим и наматывают спиралями на оправку, находящуюся в термокамере. После намотки нескольких спиралей отвержденную стеклопластиковую проволоку сматывают с оправки и режут на отдельные отрезки — фибры.

Один из основных недостатков применявшегося ранее стеклопластикового армирования изгибаемых элементов заключался в том, что не представлялось возможным обеспечение эффективного восприятия перерезывающих сил ввиду отсутствия необходимой поперечной арматуры.

Располагая представленным набором арматуры, можно рационально конструировать различные типы несущих элементов и добиваться равнопрочности изгибаемых элементов по нормальным и наклонным сечениям. Во-первых, это установка продольных стеклопластиковых сеток, количество и расположение стержней в которых определяют расчетом. Еще более эффективно использова-

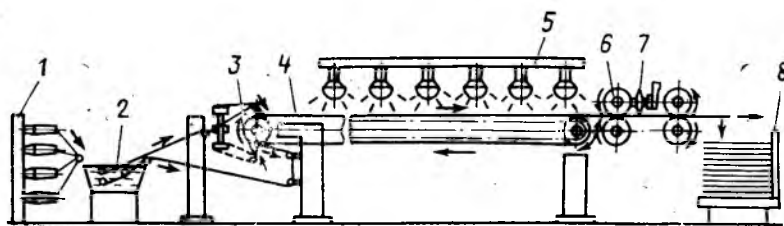


Рис. 4. Технологическая схема непрерывного изготовления арматурных сеток
1 — шпулярник; 2 — пропиточная ванна; 3 — механизм раскладки нитей; 4 — цепной транспортер; 5 — нагреватели термокамеры; 6 — тянущие ролики; 7 — дисковый нож; 8 — емкость для сеток

ние пространственных каркасов* (рис. 6). При этом двухветвевую арматуру устанавливают на оправку и поверх нее методом крестовой намотки формируют сетчатую конструкцию, образующую после полимеризации систему скрещивающихся поперечных стержней, соединенных связующим в местах контактов между собой и продольной арматурой и способной воспринимать расчетные поперечные усилия.

Эффективно сочетание стержневой двухветвевой арматуры в растянутой зоне и стеклопластиковых фибр, существенно повышающих прочность по наклонным сечениям.

Центрально-сжатые бетонные элементы круглого сечения целесообразно заключать в стеклопластиковые обоймы, получаемые намоткой нетканой ленты, состоящей из кромочных и дополнительных нитей, наматываемых с натяжением на конструкцию в кольцевом направлении и обвивающих их продольных (по отношению к оси изделия) нитей. Прочность элемента даже при малых толщинах стеклопластиковых обойм возрастает в 10...15 раз. Также весьма целесообразно армировать внецентренно сжатые и изгибаемые элементы прямоугольного сечения. При этом прочность по сравнению с бетонными балками повышается в 6...10 раз.

Внешнее армирование плит и оболочек осуществляют контактным формованием подклейкой, пропитанной полимерным связующим стеклоткани или стеклопластиковых сеток. При этом в некоторых случаях рекомендуется армировать только зоны действия существующих растягивающих напряжений. Например, в прямоугольных в плане гибких пологих оболочках это угловые зоны, где обычно происходит разрушение.

Аналогичный прием используют и в неразрезных балках. Таким образом, например, были запроектированы ригели серии 48071—01 для объектов с агрессивными промышленными средами.

Разработан метод преднапряжения конструкций с внешним стеклопластиковым армированием*. Сущность его заключается в том, что после нанесения внешнего армирования до полимеризации производят обжатие элемента по

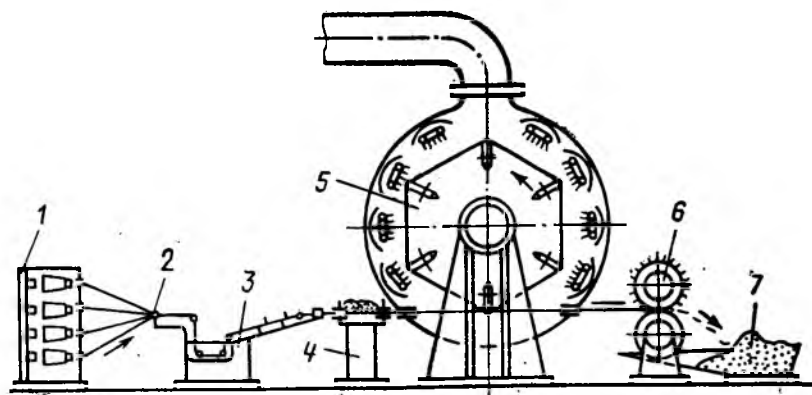


Рис. 5. Технологическая схема изготовления стеклопластиковых фибр
1 — шпульщик; 2 — сборный глазок; 3 — пропиточная ванна; 4 — емкость с песком; 5 — барабан; 6 — режущее устройство; 7 — емкость для фибры

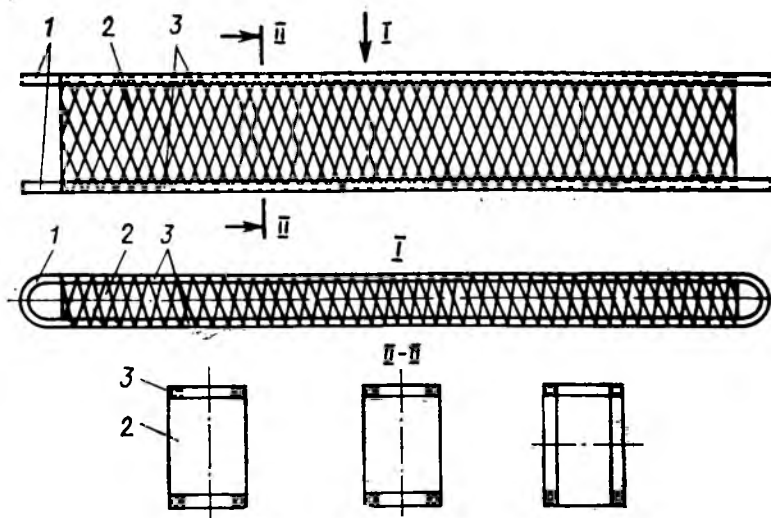


Рис. 6. Арматурный стеклопластиковый каркас
1 — двухветвевая продольная арматура; 2 — петлевые захваты; 3 — поперечная сетчатая арматура

торцам, которое снимают после отверждения связующего и достижения стеклопластиком заданной прочности. Бетонный элемент стремится возвратиться в первоначальное положение, а стеклопластик препятствует этому. Наибольшее обжатие испытывают слои бетона в зоне контакта со стеклопластиком.

Технологическая простота устройства внешнего стеклопластикового армирования делает весьма эффективным его использование при усилении конструкций, особенно при наличии агрессивных сред. Таким образом усилены десятки объектов в Харьковской, Сумской, Белгородской и других областях.

Пробивка отверстий в бетоне

Установка предназначена для пробивки отверстий в многоспустотных железобетонных панелях перекрытий при электромонтажных работах.

Пробивка отверстий осуществляется колонкой за один удар. В качестве источника энергии применяется сжатый воздух под давлением 4 кгс/см². Масса колонки 12,5 кг; наибольшая длина 3200 мм, наименьшая — 2450 мм; марка бетона, в котором пробивается отверстие, — 200...300; диаметр пробиваемого отверстия 20...40 мм; наибольшая

толщина слоя пробиваемого бетона 50 мм; гарантийная долговечность колонки (число ударов) 6500.

Экономический эффект, полученный от работы установки, 7,5 тыс. р.

За дополнительными сведениями обращаться в трест Оргтехстрой ТСО «Ставропольстрой» по адресу: 355045, Ставрополь, ул. Р. Люксембург, 1. Тел. 3-05-97.

* А. с. 1411410 СССР, МКИ Е 04 С 5/07. Арматурный каркас / В. Л. Земляков, В. П. Петрик, Ю. И. Проселков, А. Л. Шагин (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1988. — № 27. — С. 110.

** А. с. 924317 СССР, МКИ Е 04 G 21/12. Способ изготовления предварительно напряженных бетонных элементов / А. Л. Шагин (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1982. — № 16. — С. 157.

Технология изготовления стеклофибробетонных изделий

Применение стеклофибробетона на основе портландцемента и щелочестойкого волокна целесообразно в производстве строительных тонкостенных конструкций и изделий, в частности: элементов трехслойных панелей, плит несъемной опалубки, элементов покрытия, ограждающих конструкций, плит-перегородок и плит раздельного пола, элементов сантехкабин, изделий меллиоративных систем и т. д. Конструкции из стеклофибробетона могут заменить обычные железобетонные с экономией стали, энергии и трудозатрат. Однако до настоящего времени промышленное производство стеклофибробетонных конструкций в нашей стране не освоено из-за отсутствия индустриальной технологии их изготовления.

В качестве основного метода изготовления тонкостенных стеклофибробетонных изделий и конструкций принят метод набрызга, по которому особые требования предъявляются к составу цементно-песчаной смеси. Помимо известных технологических особенностей высокая скорость разбрызгивания затрудняет получение равномерно армированной, однородной по плотности и одинаковой по толщине плиты.

В АрмНИИСА предложена новая технология изготовления тонкостенных стеклофибробетонных изделий и конструкций методом роликового вибропресс-проката. Она включает в себя комплекс технологического оборудования по приготовлению смеси, ее дополнительно разрыхлению и равномерному распределению заданной толщины по всей ширине поддона, уплотнению смеси на поддоне и заглаживанию поверхности формируемого изделия.

Разработан смеситель принципиально новой конструкции, позволяющий готовить смесь с широким диапазоном процента содержания волокон, равномерно распределять фибры по всему объему смеси. При этом фибры полностью обволакиваются цементным молоком, исключая возможность их разрушения и комкования, что подтвердилось светооптическими исследованиями. Смеситель отличается от серийно выпускаемых тем, что лопасти в нем за-

менены перемешивающим рабочим органом новой конструкции. В нем можно готовить как стеклофибробетонные смеси, так и мелкозернистые бетонные и растворные смеси с различной степенью жесткости. Габариты и мощность смесителя зависят от его производительности.

Разработана новая установка для формирования тонкостенных стеклофибробетонных плоских и ребристых изделий, состоящая из трех основных узлов: рольганга-станины, смесеукладчика и рабочего органа роликового формирования.

Рольганг-станина предназначен для перемещения поддона под смесеукладчиком и рабочим органом при формировании изделий. Смесеукладчик дополнительно разрыхляет, равномерно распределяет жесткую смесь по всей ширине поддона и укладывает ее с заданной толщиной. При формировании ребристых изделий он укладывает смесь необходимого количества для ребер и для плоскости основной массы изделий. Рабочий орган роликового формирования включает в себя несколько вибропрессующих роликов с подвесными устройствами. Причем первые ролики — для вибропрессования смеси на поддоне, а последний — для заглаживания поверхности формируемого изделия, если это необходимо. Подвесные устройства роликов предназначены для формирования изделий и конструкций разной толщины. При формировании плоских изделий все ролики имеют цилиндрическую форму, а при формировании ребристых изделий первые ролики имеют кольцевые канавки трапециевидного сечения, а последний — дисковые ножи.

Все технологические параметры смесителя, установки для укладки и формирования определены по результатам прямых экспериментов на лабораторных установках с целью получения смесей и изделий с требуемыми технологическими и физико-механическими свойствами.

Изготовлены и на производственной базе АрмНИИСА функционируют опытные образцы установок по производству плоских и ребристых плит. По

предварительным данным производительность одной установки при односменной работе составляет примерно 200 тыс. м² плоских или ребристых плит в год при ширине формируемых изделий 1,5 м. Себестоимость изделий, формируемых по предлагаемой технологии, значительно снижается благодаря высокой производительности установки, уменьшению расхода вяжущего и армирующего материалов и трудозатрат.

Особенность данной технологии заключается в том, что на установке можно формировать тонкостенные изделия и конструкции разной геометрической формы, но при этом каждая конструкция должна иметь свою формооснастку.

Выпущена опытная партия стеклофибробетонных ребристых плит размером 0,6×1,5 м, используемых в качестве несъемной опалубки, также разработанной в АрмНИИСА. Отличительной особенностью несъемной опалубки является то, что она имеет на тыльной стороне ребра в виде «ласточки хвоста», обеспечивающие жесткость элемента и надежную анкеровку опалубки в монолитном бетоне без использования дополнительных конструктивных и технологических мероприятий. Экономический эффект от применения несъемной опалубки по сравнению с металлической составляет 0,5, а с деревянной — 0,79 р. на 1 м² поверхности.

Выпущены и внедрены плиты разъемных полов из стеклофибробетона, конструкция которых разработана АрмНИИСА совместно с ЦНИИЭП учебных зданий и НИИЖБом. Освоено также производство плоских плит толщиной 10 мм для трехслойных навесных стеновых панелей, плоских плит толщиной 30 мм для сантехкабин и др.

Физико-механические свойства стеклофибробетона в изделиях, изготовленных по разработанной технологии, зависят от очередности загрузки компонентов смеси в смеситель, процента содержания волокна, вида заполнителя, В/Ц и др. Показателем физико-механических свойств стеклофибробетона принят предел прочности на растяжение при изгибе. Для испытания образцов

на растяжение при изгибе была разработана и изготовлена лабораторная установка с оригинальной конструкцией плавающих опор.

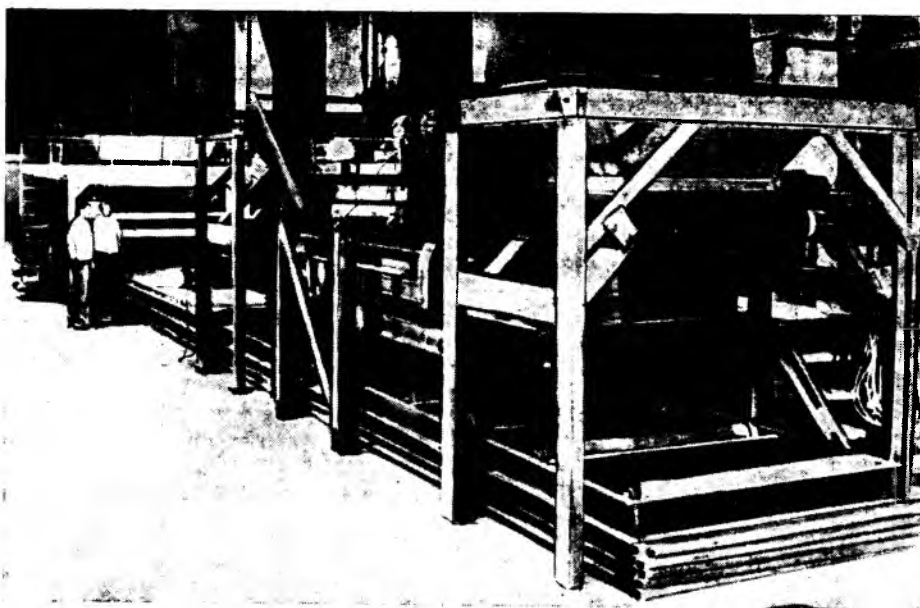
Для изучения влияния последовательности загрузки компонентов на прочность изделий из стеклофибробетона была проведена серия опытов. Их результаты показали, что максимальная прочность на растяжение при изгибе достигается при следующей последовательности загрузки компонентов стеклофибробетонной смеси: цемент — вода — волокно — песок. Это можно объяснить тем, что предварительно полученная водоцементная смесь создает благоприятные условия для обволакивания большой площади армирующего стекловолокна при его распушке частицами цемента.

Опыты по изучению влияния процента содержания стекловолокна на прочность изделий из стеклофибробетона показали, что наибольшее из средних значений предела прочности на растяжение при изгибе $\sigma = 13,6$ МПа достигается у смеси с $\mu = 1,5\%$.

В обоих случаях, т. е. при проведении опытов по последовательности загрузки по влиянию процента армирования заполнителем стеклофибробетона был принят кварцевый песок. Для определения влияния вида заполнителя на предел прочности на растяжение при изгибе использовали кварцевый и туфовый пески, хвосты медно-молибденовых руд. Наибольший предел прочности отмечен у стеклофибробетона с заполнителем из кварцевого песка.

Материал прочностью на растяжение при изгибе 9,1...11 МПа обеспечивается при использовании в качестве заполнителей туфового песка и хвостов медно-молибденовых руд. Из этих материалов можно изготавливать облицовочные плиты, плиты несъемной опалубки и использовать их в конструкциях, не требующих высоких прочностных характеристик.

При формировании изделий из стеклофибробетона В/Ц подбирали так, чтобы получалась смесь нормальной густоты (жесткости) для обеспечения функциональной работы рабочих органов по равномерной укладке, уплотнению и заглаживанию смеси, а также для нормального перемешивания ее компонентов, т. е. исходя из технологических процессов формирования изделия, а не из условий гидратации цементного камня. Неоднократно проводили экспериментальные исследования по определению В/Ц. Анализируя результаты испытания, можно констатировать, что наибольшее из средних значений предела



Опытный образец смесителя непрерывного действия и установки для резки, дозирования и подачи стекловолокна

прочности на растяжение при изгибе, равное 13,6 МПа, показали образцы из смеси с В/Ц = 0,35 при $\mu = 1,5\%$ с применением в качестве заполнителя кварцевого песка.

Физико-химическими исследованиями установлено, что стеклянное волокно марки Ш-15 ЖТ, выпускаемое экспериментальным цехом Государственного института стекла, является стойким в обычной портландцементной среде. Электронно-микроскопическое исследование стекловолокна, извлеченного из смеси после перемешивания, укладки и формирования, установило их сохранность и неподверженность механическим воздействиям при технологических процессах.

Разработана схема технологической линии по производству изделий и конструкций из стеклофибробетона со всеми технологическими постами. На линии последовательно выполняются следующие операции. Отдозированные компоненты смеси в определенной последовательности поступают в смеситель непрерывного действия: цемент; вода, которая равномерно разбрызгивается на цемент; волокно, обволакиваемое цементным тестом и песком. При прохождении ингредиентов смеси через смеситель получается однородная смесь, которая подается на поддон и на формирующей установке разравнивается и уплотняется. Поддон с отформованным изделием при необходимости поступает на пост резки или гнутья. Затем он транспортируется к пропарочной камере, и изделие проходит термообработку, после чего поступает на пост рас-

палубки, очистки и смазки поддонов. При необходимости изделие поступает на пост отделки и окраски или транспортируется на склад готовой продукции, где укладывается в контейнеры для поставки заказчику.

В настоящее время проводятся исследования по определению прочности и деформативности стеклофибробетона при кратковременном и длительном действии нагрузок.

Разработаны и изготовлены опытные образцы смесителя непрерывного действия для приготовления стеклофибробетонных, мелкозернистых бетонных и растворных смесей с отдельным перемешиванием отдельных компонентов и установки для резки, дозирования и подачи стекловолокна к смесителю (см. рисунок). Внедрение смесителя непрерывного действия позволит увеличить производительность, сократить трудозатраты и расход энергии, а установки — сократить трудозатраты за счет автоматической резки, дозирования и подачи стекловолокна.

Все опробованные узлы опытной технологической линии позволят в дальнейшем полностью автоматизировать весь технологический процесс изготовления стеклофибробетонных изделий.

В. Г. КРАМАРЬ, канд. техн. наук, С. И. АТОЯН, инж. (НИИЖБ);
А. М. МХИЖЯН, Д. А. ЧАЛКАТРЯН, кандидаты техн. наук (АрмНИИСА);
Р. Л. АЙВАЗОВ, канд. техн. наук (МИСИ)

Работа широких преднапряженных многупустотных плит, опертых по трем сторонам

Наиболее рациональной схемой опирания для широких (с соотношением длины к ширине, близким к 2:1) многупустотных преднапряженных плит перекрытий является опирание по трем сторонам на несущие продольные и поперечные стены. Для двухосного армирования многупустотной преднапряженной плиты, опираемой по трем сторонам, обычно устанавливают в ее нижней полке рабочую напрягаемую стержневую арматуру в продольном направлении (вдоль длинного пролета) и арматурную сетку с рабочей арматурой низких классов в поперечном направлении [1, 2].

Авторы исследовали возможность эффективной пространственной работы железобетонной многупустотной преднапряженной плиты, опертой по трем сторонам без рабочего армирования в поперечном направлении плиты, а имеющей лишь продольную напрягаемую арматуру.

Эксперименты осуществляли на моделях многупустотных преднапряженных плит, опертых по трем сторонам и по балочной схеме. Моделирование масштабных образцов производили на основании принципа подобия эпюр внутренних усилий натурального и масштабного образцов [3]. Натурным образцом являлась типовая многупустотная плита перекрытия марки ПК-59-30АР, серии 451 КП размером $5,86 \times 2,99 \times 0,22$ м, запроектированная как свободно опертая балка из расчета на унифицированную нагрузку 6 кН/м^2 (без учета собственной массы $2,4 \text{ кН/м}^2$); проектное рабочее армирование плиты $9 \text{ } \varnothing 12 \text{ Ат-V}$, расположенных вдоль длинной стороны.

Масштабные образцы, представленные в табл. 1, отличаются количеством рабочей напрягаемой арматуры, схемой опирания при испытании, различным расположением рабочих напрягаемых стержней по ширине образцов. Конструктивное армирование всех масштабных образцов одинаковое.

Модели изготовляли из легкого бетона на литондном щебне и песке Джарберского месторождения. Характеристики бетона и рабочей напрягаемой арматуры приведены в табл. 2.

Плиты нагружали равномерно распре-

деленной нагрузкой. Проведенные эксперименты позволили установить, что несмотря на уменьшение количества рабочей арматуры в плитах, опертых по трем сторонам в 1,5 раза по сравне-

нию с балочной плитой, несущая способность была несколько выше, чем в балочной плите.

При уменьшении примерно в 1,5 раза суммарного предварительного обжатия бетона плит, опертых по трем сторонам, их трещиностойкость и жесткость оказалась выше, чем в балочной плите.

Установлено, что расположение рабочей арматуры по ширине плит влияет на характер образования трещин и определяет окончательную схему излома плит по пластическим шарнирам. По представленным на рис. 1 схемам излома плит видно, что расположение ра-

Таблица 1

Схема опирания	Марка образца	Расположение рабочей напрягаемой арматуры по сечению образца
Балочная	МБ-9А	
	МБ-6-1	
По трем сторонам	МТ-9	
	МТ-6-Г	
	МТ-6-2 МТ-6-2А	
	МТ-6-3	
	МТ-6-4	
	МТ-6-5 МТ-6-5А	
МТ-6-6		

Примечание. Образцы МБ-9А и МТ-9 армированы $9 \varnothing 6 \text{ А-Шв}$ ($A_{sp}=2,547 \text{ см}^2$, $\mu=0,3504\%$, остальные — $6 \varnothing 6 \text{ А-Шв}$ ($A_{sp}=1,698 \text{ см}^2$, $\mu=0,2336\%$).

Марка панели	Бетон						Напрягаемая арматура						
	γ , кг/м ³	R_{bp} , МПа	R , МПа	R_b , МПа	R_{bt} , МПа	$E \cdot 10^{-4}$, МПа	A_{sp} , см ² , арматуры $\varnothing 6$ А-III	$\sigma_{0,02}$, МПа	$\sigma_{0,2}$, МПа	σ_u , МПа	$E \times 10^{-4}$, МПа	$\sigma_{0,2}/\sigma_u$	σ_{sp} , МПа
МБ-9А	1830	26,02	30,7	26,21	2,03	2,03	0,2833	505,0	562,5	746,6	19,6	0,75	384
МБ-9	1800	20,03	26,59	25,05	1,86	1,98	0,2864	505,0	570,0	737,6	19,3	0,77	322
МТ-9	1780	24,82	30,55	30,43	2,02	1,73	0,2883	450,0	552,5	731,9	19,1	0,75	347
МТ-6-1	1820	23,46	28,25	27,33	1,93	1,93	0,2965	472,5	540,0	717,9	18,8	0,75	320
МТ-6-2	1870	22,19	24,95	22,71	1,78	1,59	0,2871	460,0	560,0	733,6	19,8	0,76	381
МТ-6-2А	1900	19,71	20,19	17,84	1,55	1,63	0,2882	500,0	565,0	743,6	19,1	0,76	398
МТ-6-3	1870	21,35	22,14	18,72	1,65	1,72	0,2869	495,0	582,5	736,7	18,8	0,79	398
МТ-6-4	1810	22,74	25,32	25,78	1,80	1,96	0,2883	520,0	577,5	736,2	18,5	0,78	354
МТ-6-5	1860	25,27	25,46	25,70	1,81	1,93	0,2864	450,0	580,0	735,5	19,7	0,79	397
МТ-6-5А	1920	26,48	28,42	26,04	1,94	2,01	0,2869	435,0	565,0	742,5	19,5	0,76	374
МТ-6-6	1770	14,96	22,23	17,65	1,65	1,79	0,2878	470,0	560,0	728,5	19,8	0,77	413

боких арматурных стержней по ширине плит влияет на формирование зон с диагональными и нормальными трещинами. Так, в плитах МТ-6-1 и МТ-6-4 (рис. 2) с усиленной балочной частью, т. е. в которых большая часть арматурных стержней сосредоточена у свободной от опирания боковой грани, формировались относительно развитые по ширине плиты зоны с нормальными трещинами и зоны с диагональными трещинами. В этих плитах интенсивно развивались продольные (вдоль пустотных каналов) трещины. Сосредоточение большего числа рабочих арматурных стержней в приопорной части плит МТ-6-2, МТ-6-2А и в средней части плит МТ-6-5, МТ-6-6 способствовало при нагружении плит образованию и опережающему раскрытию диагональных и нормальных трещин по сравнению с продольными (см. рис. 2). В результате разрушение плит происходило по диагональным и нормальным трещинам, пересекающим рабочую напря-

гаемую арматуру вследствие ее текучести, т. е. по пластическим шарнирам.

Таким образом, образование в плите продольной трещины, в случае ее интенсивного по сравнению с диагональными и нормальными трещинами раскрытия при нагружении, не было опасным с точки зрения хрупкого разрушения конструкции.

Исходя из экспериментальных исследований оптимальным принимали такой вариант армирования плит, опертых по трем сторонам, при котором отмечались максимальная несущая способность при прочих равных условиях, относительно высокая трещиностойкость, малый изгиб в поперечном направлении, а следовательно, высокая трещиностойкость и малая ширина раскрытия продольных трещин, т. е. наименьшая вероятность хрупкого разрушения. Поскольку жесткость плит, опертых по трем сторонам, существенно выше, чем балочных плит, то условие высокой жесткости в число обязательных не включали. Из анализа

экспериментальных данных и сопоставления работы опытных образцов установлено, что варианты армирования, применяемые для плит МТ-6-5 (МТ-6-5А) и МТ-6-6, наиболее соответствуют приведенным критериям оптимального расположения рабочей напрягаемой арматуры по ширине многопустотных преднапряженных плит, опертых по трем сторонам.

Особенности напряженного состояния плит, связанные со схемой распределения продольной рабочей арматуры по ширине конструкции, достаточно хорошо учитываются разработанной расчетной моделью.

Зависимости механики сплошной среды предполагают изменение напряженного состояния конструкции при переходе от точки к точке. Трещинообразование, упругопластические деформации бетона и арматуры значительно меняют напряженное состояние железобетонной конструкции, отвечающее сплошности материала сечений. Распределение уси-

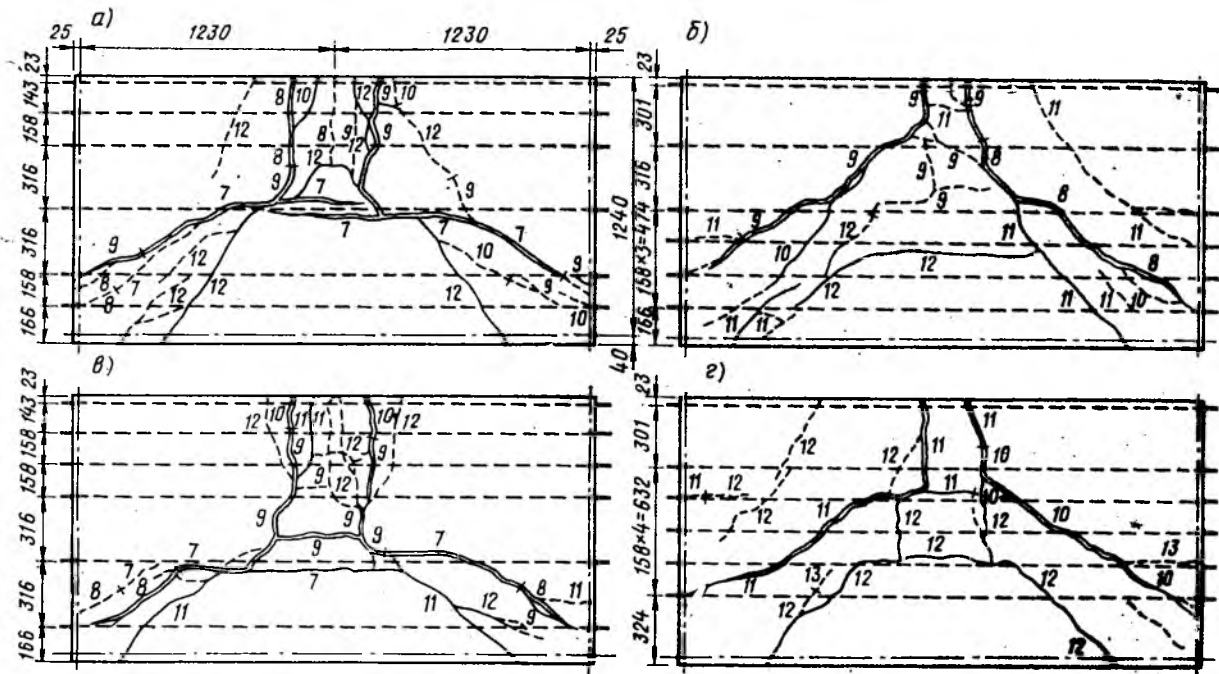


Рис. 1. Схемы трещинообразования и излома плит с различным расположением рабочей арматуры по ширине
а — МТ-6-1; б — МТ-6-2; в — МТ-6-4; г — МТ-6-5; 7...13 — этапы нагружения

лий в сечениях образца после образования трещин определяется взаимностью деформаций, а следовательно и напряжений смежных участков сечения всех арматурных стержней, объединенных трещиной. Это обстоятельство обуславливает более равномерное, чем прежде, распределение сил по сечению образца в границах зоны армирования.

Наилучшим образом такому напряженному состоянию соответствует расчет, предусматривающий членение конструкции на отдельные элементы, в сечениях которых напряженное состояние принимают однородным. В расчетной модели преднапряженной железобетонной плиты, опертой по трем сторонам, использованы основные принципы метода конечного элемента на основе метода сил.

Делим плиту продольными сечениями на элементы, выделив зону, примыкающую к свободному краю плиты (элемент № 1), и полосу, опертую по трем сторонам (элемент № 2) (см. рис. 2). Реально существующую неразрывность между элементами эквивалентно заменяем соответствующими усилиями взаимодействия — поперечным изгибающим моментом $M_y(x)$, горизонтальными $\tau_x(y)$ и вертикальными $H_{zy}(x)$ силами сдвига, приложенными вдоль стыка элементов. Следуя принципам метода и характеру напряженного состояния конструкции, усредняем внутренние усилия τ , Q , M_x в пределах поперечных сечений каждого элемента, а распределение по-

Таблица 3

Марка образца	$q_{\sigma 0,2}^{exp}$, кН/м ²	$q_{\sigma 0,2}^{th}$, кН/м ²	$\frac{q_{\sigma 0,2}^{exp} - q_{\sigma 0,2}^{th}}{q_{\sigma 0,2}^{exp}} \cdot 100\%$
МТ-9	16,29	16,47	-1,1
МТ-6-1	13,35	12,97	2,85
МТ-6-2	12,88	12,20	5,28
МТ-6-2А	12,39	12,32	0,56
МТ-6-3	13,38	13,05	2,47
МТ-6-4	14,32	13,42	6,28
МТ-6-5	14,35	13,06	9,0
МТ-6-5А	15,37	12,89	16,14
МТ-6-6	14,30	12,64	11,61

перечных сил H вдоль боковой опорной грани элемента № 2 и взаимного стыка элементов принимаем, упрощая расчетную модель, равномерным:

$$\tau_x(y) = \tau_y(x) = \tau_{cp}(x) = \tau^{N_1}(x) = \tau^{N_2}(x); \quad (1)$$

$$\left. \begin{aligned} Q_{zx}(y) = Q_{cp}(x) = Q^{N_1}(x) = Q^{N_2}(x); \\ M_x(y) = M_{cp}(x) = M^{N_1}(x) = M^{N_2}(x); \end{aligned} \right\} (2)$$

$$H_{zy}(x) = H_1; \quad H_z^{оп}(x) = H_{оп}. \quad (3)$$

Последнее допущение позволяет считать равномерной и эпюру $M(y)$ вдоль оси Ox (см. рис. 2), т. е. $M_y(x) = M(y)$.

В соответствии с приложенными усилиями элементы испытывают продольный изгиб (вдоль оси Ox), поперечный изгиб (вдоль оси Oy) и кручение сила-

ми H вокруг продольных осей симметрии элементов. Согласно этому вертикальные перемещения w элементов вдоль боковых граней складываются из прогиба $f(x)$ в плоскости zOx и приращений прогиба $\Delta f(x)$ и $f(y)$ вследствие кручения и поперечного изгиба в плоскости zOy

$$w = f(x) \pm \Delta f(x) + f(y). \quad (4)$$

Значения соотношений жесткостных характеристик в предельной по прочности стадии работы плиты следует обуславливать требованием текучести арматуры в наиболее напряженных зонах конструкций. При отсутствии рабочего армирования плиты в направлении короткого пролета поперечный изгиб плиты (после образования продольной трещины) можно не учитывать. Варьирование распределения арматуры между элементами открывает возможность для получения оптимальной схемы армирования плиты.

С использованием приведенной модели произвели расчет по прочности опытных образцов. Сравнительные данные теории и опыта по нагрузке, соответствующей напряжениям предела текучести в арматуре, приведены в табл. 3.

Выводы

Уменьшение количества напряженной рабочей арматуры на 33% в плитах, опертых по трем сторонам, по сравнению с балочными плитами, не снижает их прочность.

В многупустотных преднапряженных плитах, опертых по трем сторонам и работающих на изгиб в двух направлениях в плане, требуемая прочность, а также жесткость и трещиностойкость обеспечиваются при наличии рабочей напрягаемой арматуры лишь в направлении длинного пролета.

Установлены оптимальные схемы расположения напрягаемых стержней рабочей арматуры по ширине плит, обеспечивающие наиболее высокую их прочность, трещиностойкость и жесткость.

Плиты с оптимальным расположением рабочей арматуры по ширине разрушаются в результате нагружения равномерно распределенной нагрузкой по пластическим шарнирам. Хрупкого разрушения по продольным сечениям плит не отмечалось.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Лабозин П. Г. Расчет многупустотных панелей // Бетон и железобетон. — 1982. — № 4. — С. 25—26.
2. Лишак В. И., Киреева Э. И., Таратута М. Г. Исследования многупустотных плит перекрытий, опертых по трем сторонам // Бетон и железобетон. — 1986. — № 11. — С. 5—7.
3. Гаврилов И. Н. Использование подобия для статических расчетов // Уральский филиал Академии строительства и архитектуры СССР / Железобетонные конструкции. Теоретические и экспериментальные исследования. — Челябинск, 1963. — С. 96—110.

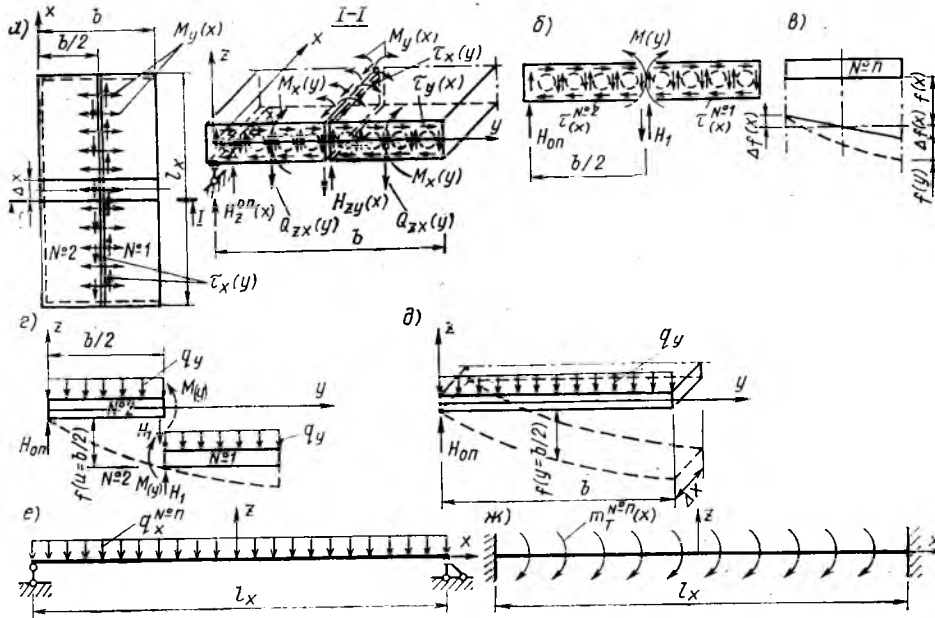


Рис. 2. Деление плиты на конечные элементы

a — связь между элементами до упрощений; b — то же после упрощений; $в$ — составляющие перемещений элементов вдоль боковых граней; $г$ — деформации элементов от поперечного изгиба; $д$ — деформации полосы плиты конечной ширины; $е$ — расчетные схемы элементов на продольный изгиб; $ж$ — то же на кручение

$$q_x^{N_1} = q_n + H_1; \quad q_x^{N_2} = q_n + H_1 - H_{оп}; \quad m_x^{N_1}(x) = H_1 b/4; \quad m_x^{N_2}(x) = H_{оп} + H_3 b/4$$

К обоснованию нормативной базы деформаций бетона для расчетов преднапряженных конструкций

В практике проектирования железобетонных конструкций чрезвычайно важной является возможность осуществить достоверную расчетную оценку их напряженно-деформированного состояния в стадии эксплуатации.

Основой для этого наряду с прочностными характеристиками могут служить числовые параметры кратковременных и длительных деформаций бетона. Использование в расчетах этих параметров позволит наилучшим образом учесть индивидуальные особенности различных бетонов, разнообразие условий изготовления, загрузки и эксплуатации конструкций. Все это должно быть принято во внимание уже на стадии проектирования, имея в виду, что для современного строительства характерным является растущее разнообразие конструктивных решений, применяемых видов бетона, климатических условий в районах строительства и т. п.

Изложенный подход к расчетам и проектированию конструкций из железобетона имеет важное значение, поскольку позволяет унифицировать методику расчетов преднапряженных железобетонных конструкций, выявить и использовать резервы повышения их экономических показателей.

Необходимые условия для реализации указанного подхода в практике проектирования и строительства имеются [1, 2]. В последние годы во многих странах, в том числе в СССР, детально разработаны различные алгоритмы инженерных расчетов железобетонных элементов и систем из них с использованием фактических диаграмм деформаций бетона и арматуры, современных вариантов теории ползучести (в том числе, в нелинейной постановке). Развита методика расчета статически неопределимых систем, включая системы с изменяющейся во времени статической схемой, прикладные методы расчета с позиций теории надежности и др.

Однако нормативные документы большинства стран на проектирование конструкций слабо используют эти достижения в виде конкретно сформулированных исходных положений расчета. Одной из причин этого, как показывает

анализ, является отсутствие надежно обоснованной нормативной базы числовых параметров деформаций бетона (и арматуры), необходимой для практического осуществления этих расчетов при проектировании.

Речь идет о том, что нормы разных стран (не исключая последние модели международных норм ЕКБ-ФИП [3]) регламентируют заметно отличные друг от друга числовые параметры деформаций бетона в идентичных условиях. Степень достоверности прогноза соответствующих деформаций также вызывает сомнения.

Покажем это, основываясь на результатах обширного статистического анализа, выполненного в ЦНИИСе [4] при обработке представительной выборки опытных данных о деформациях цементных композитов (в общей сложности более 4500 опытных результатов по данным более 50 тыс. измерений деформаций). Оценка математического ожидания удельных кратковременных (упругих) и длительных деформаций ползучести бетона под нагрузкой, приложенной в возрасте t_0 , сут, получены в виде

$$\frac{1}{\hat{\epsilon}}(t_0) = \left[0,0125 p_z + 0,52 \frac{(p_z)^{1/2}}{(R_\tau)^{1/2}} + \frac{1-p_z}{E_a} \right] \exp(-0,0046 D); \quad (1)$$

$$\hat{\epsilon}(\infty, t_0) = k_c \frac{W}{\Delta + R_\tau} \times \left(\frac{0,16 + 1,48 M}{0,35 + M} \right) \left(\frac{135 - \theta}{65} \right), \quad (2)$$

где $1/E(t_0)$ — удельные упругие деформации бетона в момент загрузки, ГПа⁻¹;

$C(\infty, t_0)$ — предельное (при $t \rightarrow \infty$) значение удельных деформаций линейной ползучести с момента приложения нагрузки, МПа⁻¹;

R_τ — кубиковая прочность бетона в возрасте $\tau = t_0$, МПа;

W — начальное влагосодержание бетона, принимаемое равным количеству воды затворения в бетонной смеси, л/м³; P_z — удельное (по массе) содержание цементного камня в бетоне; E_a — модуль упругости заполнителя, ГПа; D — максимальная крупность заполнителя, мм; M — модуль открытой (для высыхания) поверхности бетонного элемента, см⁻¹;

θ — относительная влажность окружающей среды, %; $\Delta = 5$ МПа; k_c — безразмерный коэффициент; для бетонов естественного твердения, изготовленных на нормальном портландцементе, гранитном щебне и кварцевом песке, $k_c = 20,2 \times 10^{-6}$.

Математические модели (1) и (2) получены при обработке базовых выборок опытных данных объемом $N = 427$ и $N = 631$ соответственно. При учете входящих в правые части этих уравнений предсказывающих факторов (предикторов) они обеспечивают высокую точность прогноза; доля необъясненной вариации составляет всего 11%. Влияние большого числа альтернативных предикторов оказалось статистически незначимым с вероятностью 95%.

Таблица 1

Выборки опытных данных	N	Тип композита				Условия твердения	Характеристики остаточных отклонений	
		Б	Р	—	Е		η	$\delta, \%$
Базовая	427	Б	Р	—	Е	1,005	11,7	
Контрольные	787	Б	Р	—	Е	0,996	11,4	
	108	—	—	К	Е	1,001	9,2	
	360	Б	—	—	П	0,999	7,8	
	260	Б	—	—	П	0,746	10,1	
В целом по всем выборкам (N=1942)							0,965	10,5

Т а б л и ц а 2

Выборки опытных данных	N	Тип композита			Условия твердения	Характеристики остаточных отклонений	
						η	$\delta, \%$
Базовая	631	Б	Р	—	Е+П	1,002	22,4
Контрольная	307	Б	Р	—	Е	0,941	23,7
В среднем по обеим выборкам (N=938)						0,982	24,8

Примечание. Б — бетон, Т — цементно-песчаный раствор, К — цементный камень, Е — естественное твердение, П — пропаривание

Устойчивость оценок по моделям (1) и (2) проверена с привлечением специально сформированных контрольных выборок опытных данных, которые при построении указанных моделей не использовались. Результаты приведены в табл. 1 и 2. В качестве меры точности прогноза в этих таблицах использованы характеристики мультипликативных остаточных отклонений опытных и расчетных величин деформаций — математическое ожидание η и коэффициент вариации $\delta, \%$.

Приведенные в табл. 1 и 2 результаты весьма жесткой проверки предсказывающих моделей на контрольных выборках опытных данных служат подтверждением высокой устойчивости прогноза деформаций на основе уравнений (1) и (2).

Подтверждение этого вывода содержится также в табл. 3. Опытные данные по ползучести сгруппированы в ней по признаку того, в какой научно-исследовательской организации (лаборатории) они получены. Приведены только те данные, которые содержат не менее 20 средних результатов в каждой группе.

Т а б л и ц а 3

№ п.п.	Источник опытных данных	Год публикации	Число данных N	Характеристики остаточных отклонений	
				η	$\delta, \%$
1.	ЦНИИС Минтрансстроя СССР	1962—1982	40	1,097	21,5
2	НИИЖБ Госстроя СССР	1959—1977	53	0,941	18,3
3	НИИЖБ Госстроя СССР	1962—1978	83	0,991	24,5
4	Одесский ИСИ	1961—1974	21	1,083	23,6
5	Кишиневский ПИ	1978	59	1,031	20,7
6	Саркандский ГАСИ	1961—1978	79	0,938	21,8
7	Инст. мех. АН АрмССР	1959—1974	28	1,060	21,7
8	Инст. ст-ва Словацкой АН Унив. в Лидсе	1968—1978	50	0,958	27,9
9	ВТШ в Мюнхене и Аахене	1959—1979	86	0,972	23,3
10	Унив. в Лондоне	1962—1966	21	1,024	20,9
11		1970	26	1,052	25,4
В среднем по всем группам данных			546	0,992	22,7

Из табл. 3 следует, что достигается высокая устойчивость прогноза ползучести на существенные различия в при-

Т а б л и ц а 4

Источник (автор рекомендаций, страна, шифр норм)	Год	Характеристики остаточных отклонений без удельных деформаций					
		упругих			ползучести		
		η	$\delta, \%$	P	η	$\delta, \%$	P
Улицкий	1963	—	—	—	1,46	53,4	5
Щербаков	1967	—	—	—	1,23	26,0	5
Прокопович, Застава	1972	—	—	—	0,86	36,1	8
Бажант, Панула	1980	—	—	—	0,84	61,6	10
СССР (СН 365-67)	1967	—	—	—	1,23	26,0	5
СССР (СНП 2.03.01—84)	1985	1,20	25,1	1	—	—	5
ЕКБ-ФИП (—)	1970	1,55	23,6	1	1,21	31,6	6
ЕКБ-ФИП (Model Code-78)	1978	1,28	25,2	1	1,15	51,5	4
Англия (BS 8110)	1985	1,13	25,1	1	1,12	54,9	4
Франция (BAEL79)	1979	1,42	24,3	1	1,57	59,5	1
ФРГ (DIN-1045)	1978	1,29	23,8	1	1,13	49,7	4
Австрия (ONORM B4200)	1974	1,43	23,6	1	1,09	38,3	6
Швеция (ВКК-79)	1979	1,41	24,5	1	1,20	67,9	3
Испания (EN-82)	1982	1,55	23,6	1	1,15	51,5	4
Португалия (—)	1977	1,28	25,2	1	1,26	54,6	2
США (—)	1978	1,13	23,6	1	1,15	41,9	7
Япония (—)	1983	1,28	24,5	1	0,92	58,7	2
Модели (1) или (2)	1989	1,0	11,7	4	1,0	22,4	4

Примечание. P — число предикторов, непосредственно учитываемых при нормировании деформаций.

меняемом оборудовании, методике и других условиях испытания в разных лабораториях. Стабильной от групп к группе сохраняется вариация остаточных отклонений; в среднем она близка к значению по всей выборке N=948 (см. табл. 2). То же относится к средним смещениям оценок в каждой из рассмотренных групп, которые лишь в 2 случаях приближаются к 10% (группы 1 и 4). Аналогичная картина наблюдалась при анализе и сопоставлении всех других групп испытаний.

В табл. 4 сопоставлены результаты прогноза кратковременных и длительных деформаций по расчетным методикам, предложенным в разное время в СССР и за рубежом. Используются также рекомендации норм проектирования разных стран. Для каждого вида деформаций расчеты выполнены применительно к одним и тем же базовым выборкам ЦНИИСа (N=427 — для упругих деформаций, N=631 — для ползучести). В последней строке таблицы приведены результаты прогноза по моделям (1) и (2).

Из табл. 4 следует, что нормы всех стран (включая международные рекомендации ЕКБ-ФИП) недооценивают в среднем значения удельных упругих деформаций бетона, причем смещения оценок достигают полутора раз. Это, как показал анализ, является прямым следствием использования однофакторных моделей, устанавливающих однозначную связь между величиной деформаций и прочностью цементного композита. Предлагаемая модель (1), содержащая 4 предиктора, позволяет не менее чем в 2 раза повысить устойчивость прогноза по коэффициенту вариации и обеспечить практически полное отсутствие смещения оценки в пределах рассмотренной выборки опытных данных.

Как видно из табл. 4, аналогичная картина наблюдается и при оценке удельных деформаций ползучести. Их значения большинством норм также недооцениваются. Надежность предсказания по модели (2) в 2...3 раза превосходит большинство норм. Причина здесь, однако, прямо противоположна предыдущему. Зарубежные рекомендации (кроме рекомендаций ЕКБ-ФИП в редакции 1970 г.) не учитывают влияния прочности бетона на характеристику его ползучести. Вследствие этого значительно (в несколько раз) недооцениваются деформации ползучести низкомарочных бетонов и столь же значительно они переоцениваются для бетонов высокой прочности. Это объективно установлено анализом остаточных отклонений результатов прогноза по разным методикам.

В силу указанных выше обстоятельств

методика ЕКБ-ФИП 1970 г. имеет явные преимущества в сравнении с последующими редакциями этих норм.

Из данных табл. 4 следует, что не прослеживается какой-либо связи между числом предикторов в модели и точностью прогнозирования деформаций бетона. Предлагаемые модели (1) и (2)

решают этот вопрос наилучшим образом за счет выбора наиболее эффективных для предсказания факторов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Гвоздев А. А., Гуца Ю. П., Чистяков Е. А. Сопоставление отечественных и зарубежных норм проектирования // Бетон и железобетон. — 1979. — № 5. — С. 24—25.
2. Методические рекомендации по расчету напряженного состояния железобетонных кон-

- струкций транспортных сооружений с учетом ползучести и усадки бетона. — М.: ЦНИИС Минтрансстрой СССР, 1987. — 62 с.
3. Кодекс-образец ЕКБ-ФИП для норм по железобетонным конструкциям (пер. с франц.). — М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1984, 284 с.
4. Щербаков Е. П. Прогнозирование физико-механических характеристик бетона как неоднородного материала сложной структуры. — В сб.: Исследование деформаций, прочности и долговечности бетона транспортных сооружений. — М.: ЦНИИС Минтрансстрой СССР, 1983, с. 5—46.

УДК 624.016.693.564(45+57)

Н. А. МАРКАРОВ, д-р техн. наук, проф., М. Н. ФИЛАРЕТОВ, инж. (НИИЖБ)

Конструктивно-технологические особенности каркасно-панельных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях в СССР

Конструктивная система с натяжением арматуры в построечных условиях разработана в СФРЮ проф. Б. Жежелем и вскоре стала широко известной под названием ИМС. По данным института испытания материалов Сербии, который и дал название системе, в Югославии значительную часть зданий различного назначения (например, в Белграде до 70%) возводят с применением данной конструктивной системы. По лицензии СФРЮ система ИМС получила распространение и в других странах: Кубе, Анголе, АРЕ, КНР, Венгрии и др. Так, в Венгрии уже построено более 500 тыс. м² зданий различного назначения: 24-этажная гостиница, одноэтажный универсам, двухэтажная школа, жилые здания разной этажности, в которых в отличие от СФРЮ применяются плиты перекрытий пролетом до 7,2 м, соединенные с балконом в единый сборный элемент, а канатная арматура проходит в углублении самой плиты, а не между плитами (рис. 1).

В СССР система внедряется с начала 80-х годов благодаря усилиям ТблЗНИИЭПа, Минстроя ГССР, НИИЖБа, Союзкурортстроя, Союзкурортпроекта и др. К настоящему времени возведено более десяти 16-этажных жилых домов в Тбилиси, производственное здание, 3-этажная столовая, здания АТС и переговорной станции в Чебоксарах (с ячейкой 6×6 м и нагрузкой на перекрытие до 16 кПа), спальня корпус гостиницы «Чегет-II» в Приэльбрусье. С 1990—1991 гг. намечено увеличить объемы строительства до 250 тыс. м² в год. Во всех работах по проектированию, оказанию научно-технической помощи НИИЖБ принимает активное участие.

В СССР в основном сохранены основы каркасной системы ИМС, однако имеются некоторые конструктивно-технологические особенности. Известно, что главное требование при внедрении новой системы в строительной практике СССР — ее экономическая эффективность по сравнению с уже существующими системами. Это требование в данном случае выполняется: экономится расход металла, цемента, трудоемкость и др. При этом без значительных капитальных вложений и реконструкции при внедрении системы используются возможности массового заводского изготовления сборных элементов (см. рис. 1).

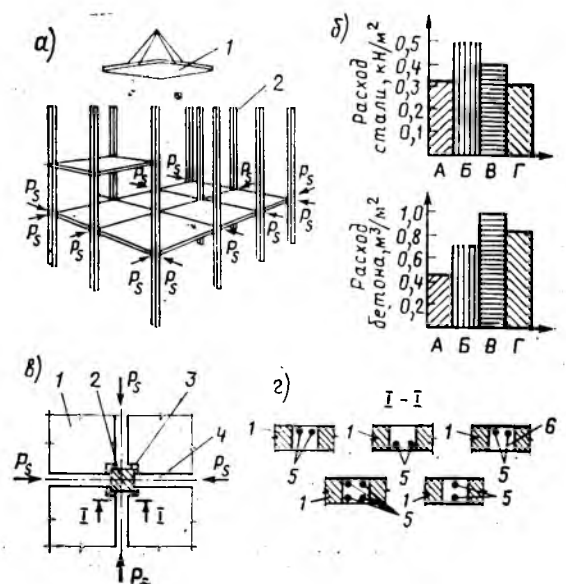
Следующая особенность строительства в нашей стране — необходимость возведения здания круглый год в условиях холодного климата. Из-за наличия в системе монолитных участков, не-

обходимости их бетонирования и твердения в кратчайшие сроки, которые определяют темпы монтажа каркаса, система впервые была применена на юге страны (в Тбилиси). В настоящее время она внедряется и в других регионах, в том числе и в районах с низкой температурой. Так, в Чебоксарах с 1985 г. строительство АТС велось зимой при температуре —15°С и ниже.

При внедрении системы ИМС в нашей стране практически отсутствовал опыт возведения подобных конструкций с натяжением арматуры на бетон в построечных условиях, а также необходимое оборудование и приборы (анкеры, домкраты, приборы для контроля натяжения и т. д.). При этом, если другие страны (СФРЮ, Венгрия и др.) закупали это оборудование у зарубежных фирм, то СССР был вынужден ориентировать-

Рис. 1. Каркасно-панельная система с натяжением арматуры в построечных условиях

а — общий вид; б — технико-экономическое сопоставление; в — узел соединения перекрытий с колоннами; г — варианты расположения преднапряженной арматуры; 1 — плита перекрытия; 2 — колонна; 3 — контактный шов; 4 — монолитный участок; 5 — канатная арматура; 6 — отгиб в пролете; А — каркас с натяжением арматуры в построечных условиях; Б — каркас ИМС-04; В — каркасно-панельное здание; Г — монолитный вариант



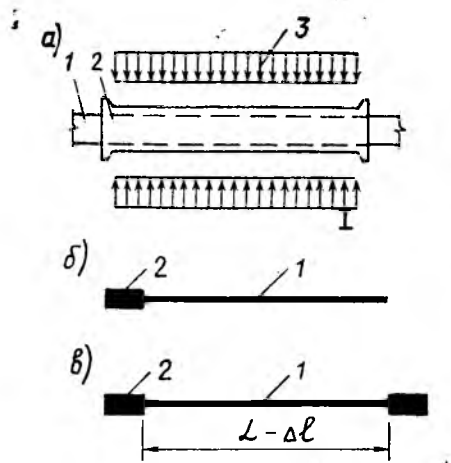


Рис. 2. Анкер типа «опрессованная гильза»
 а — схема опрессовки анкерного элемента; б — арматурный элемент с одним анкером; в — то же с двумя; 1 — канатная арматура; 2 — анкер типа «опрессованная гильза»; 3 — нагрузка, передаваемая через штамп в прессе; L — проектная длина; Δl — удлинение в арматуре, необходимое для достижения проектного усилия преднапряжения

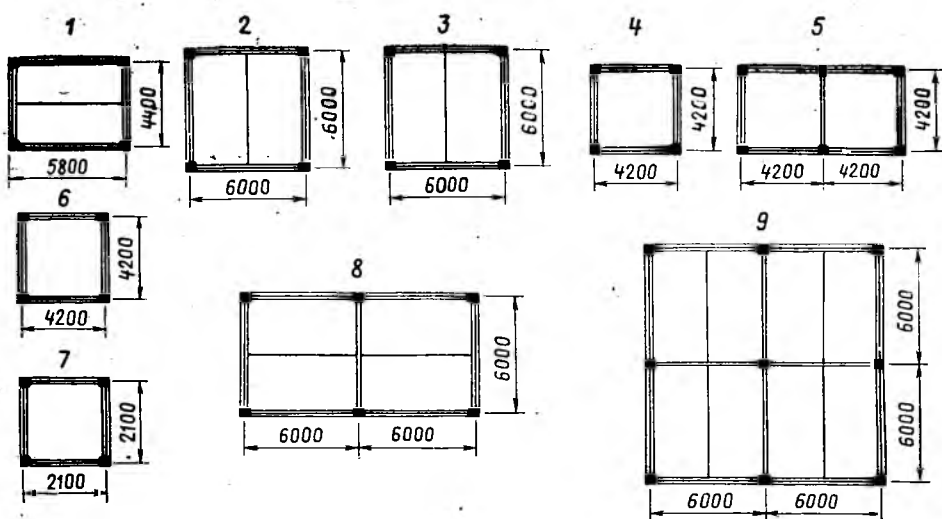


Рис. 3. Общий вид натуральных фрагментов каркасных зданий

ся только на собственные возможности. За короткие сроки благодаря указанным выше усилиям в нашей стране были разработаны оборудование, приборы, монтажные приспособления, нормативная база расчета, проекты зданий различного назначения, т. е. были созданы все возможности для широкого внедрения системы в практику строительства.

В результате проведенных в НИИЖБе исследований предложены анкеры простой конструкции, которые может изготовлять любая строительная организация (рис. 2). Следует отметить, что если анкер фирмы «Тезит» (Италия) стоит до 10 дол., цанговый анкер по ГОСТ 23117—78—17 р., то анкер НИИЖБа типа «опрессованная гильза» — менее 1 р. Анкерование арматуры можно осуществлять одним или двумя анкерами типа «опрессованная гильза». В первом случае в качестве второго анкера ис-

пользуют цанговый зажим, а процесс натяжения осуществляется обычным способом. Во втором случае — арматурный элемент с опрессованной гильзой пропускают через отверстие в колоннах и фиксируют после натяжения специальной прокладкой. Использование второго варианта позволяет полностью отказаться от дорогостоящих цанговых зажимов и повысить надежность работы анкерного устройства, кроме того, что особенно важно для сейсмических районов, анкер типа «опрессованная гильза» обеспечивает восприятие разрывного усилия канатной арматуры.

На основе исследований, проведенных в НИИЖБе на отдельно стоящих фрагментах и зданиях в процессе их строительства (рис. 3), удалось выявить новые данные, разработать методику расчета и улучшить технико-экономические показатели системы. В таблице приведены характеристики испытанных перекрытий. В исследованиях варьировались следующие параметры: размер

ячейки (от $4,2 \times 4,2$ до $6,6 \times 6,0$ м), тип сборной плиты — сплошные, многупустотные с круглыми пустотами, в продольном или поперечном направлениях или с прямоугольными пустотами, ребристые, вертикальная нагрузка (до 16 кПа), количество преднапряженной канатной арматуры вдоль оси (2...4 шт.) и ее расположение в сечении, суммарные усилия преднапряжения по оси (65...528 кН).

Исследования проводили так, что сборные плиты загружались вертикальной нагрузкой до их обжатия при свободном опирании на три или четыре стороны. После обжатия плит перекрытия загружали до и после замоноличивания контурных участков между сборными плитами, где располагается канатная арматура (рис. 4). Исследованиями выявлены зоны распределения напряжений сжатия и растяжения в перекрытии, возникающие при обжатии канатной арматурой в двух ортогональных направлениях и при вертикальном нагружении. Характерно, что зоны сжимающих напряжений в перекрытии сохранялись вплоть до разрушения.

В результате испытаний получен большой фактический материал, выявлены новые расчетные параметры, которые можно использовать в практике проектирования. Было также установлено, что трещинообразование перекрытия при вертикальном нагружении происходило не по «конверту», которое имеет место при свободном опирании плит, а в виде «креста» в центральной зоне (см. рис. 4). Следовательно, расчетная схема перекрытия зависит от соотношения жесткостей контурных участков и сборной плиты. В данном случае при толщине сборной плиты до 30 см, т. е. когда жесткость контурных участков меньше

№ фрагмента	Плита перекрытия				Прочность бетона монолитных участков, МПа	Прочность бетона контактных швов, МПа	Усилие преднапряжения, кН
	Конструкция	Толщина δ , м	Размеры ячейки, м	Собственный вес, кПа			
1	Многупустотная	0,22	4,4×5,8	3,0	39,0	17,0	240...450
2	Прямоугольные пустоты	0,22	6,0×6,0	5,6	30...35	17,2	266...528
3	То же	0,22	6,0×6,0	5,6	35,0	32,0	250...480
4	»	0,22	4 ячейки 6,0×6,0	2,75	21,4	16,0	251...493
5	Сплошная с ребром по контуру 25 см	0,12	2 ячейки 4,2×4,2	2,6	31,5	19,8	143...284
6	Сплошная	0,16	4,2×4,2	4,0	19,6	15,0	125...252
7	»	0,16	4,2×4,2	4,0	25,1	24,5	65...254
8	»	0,08	2,1×2,1	2,0	18,0	15,0	38...150
9	Многупустотная	0,22	2 ячейки 6,0×6,0	3,0	17...31	22,0	480

Примечание. Во фрагментах 1...5, 9 арматуру располагали с отгибом, а в 6, 8 — без отгиба, 7—5 вариантов расположения, в том числе с отгибом.

жесткости плиты, перекрытие на этапе монтажа работает с опиранием на четыре угловые точки. Монолитные участки с преднапряженной арматурой в эксплуатационной стадии воспринимают только часть вертикальных нагрузок. Поэтому в расчетной схеме перекрытия работу участков рекомендуется учитывать с помощью связей конечной жесткости, которые распределяются равномерно по его контуру. Кроме того, так как обжатие, возникающее в сборных элементах перекрытий, не перераспределяется на монолитные участки, то на всех этапах расчета сечения этих участков можно рассматривать ненапряженными.

Разработанные расчетные схемы сборных плит разных типов (цельные и из двух полулит в ячейке), позволяют производить расчет перекрытий по I и II группам предельных состояний. Прогиб перекрытия за счет обжатия в двух направлениях снижается и зависит от интенсивности действия вертикальных нагрузок, уровня преднапряжения, совместной работы полулит в ячейке, которые можно учитывать в расчетах с помощью эмпирических коэффициентов K_q, K_p, K_n

$$f_p = K_q K_p K_n f_0,$$

где f_0 — прогиб перекрытия с опиранием по контуру (без обжатия).

При отгибе арматуры в пролете возникает вертикальная составляющая усилия преднапряжения P_z , вследствие чего прогиб перекрытия f_p уменьшается до 1,8 раза по сравнению с прямолинейным расположением канатной арматуры. В связи с этим в расчетной схеме перекрытия следует вертикальную составляющую P_z прикладывать в точке отгиба.

Испытания показали возможности улучшения технико-экономических показателей, реализованных в результате уменьшения класса бетона сборной плиты.

При прямолинейном расположении преднапряженной арматуры эпюры сжимающих напряжений в швах полулит близки к прямоугольным. При отгибе канатной арматуры в пролете наблюдается выгиб перекрытия, а эпюры напряжений в контактных швах приобретали форму трапеции с большей стороной в нижней зоне плиты. При приложении вертикальной нагрузки на перекрытие напряжения сжатия в нижней зоне постепенно уменьшались (растягивающих напряжений не зафиксировано). Эти данные позволили рекомендовать не только снижение передаточной прочности бетона R_{bp} , но и обжатие системы в более ранние сроки после бетонирования. Так, при прочности бетона

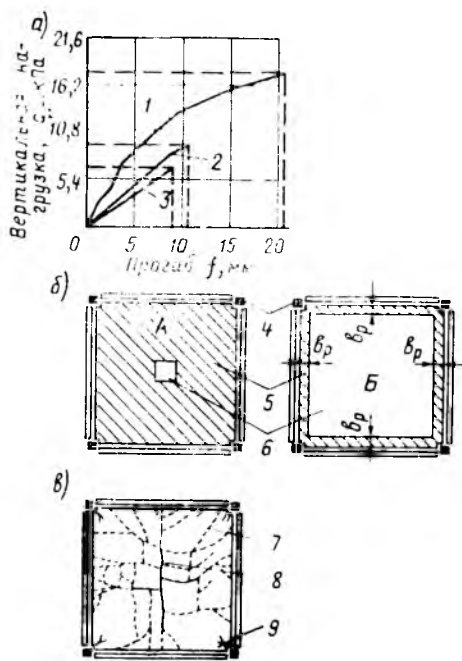


Рис. 4. Результаты исследований натуральных фрагментов

а — прогибы перекрытия при разных условиях опирания; б — определение зон сжимающих напряжений; в — схема трещинообразования фрагмента с плоской плитой перекрытия; 1 — прогибы плиты в ячейке здания с монолитными участками по контуру; 2 — то же до замоноличивания участков; 3 — то же плиты перекрытия, опертой по контуру (без обжатия); 4 — колонна; 5 — зона сжимающих напряжений (по нижней поверхности плиты); 6 — то же растягивающих напряжений; 7 — трещины по нижней поверхности плиты; 8 — то же по верхней; 9 — зона излома при разрушении; б р — минимальный размер зоны сжимающих напряжений; А — этап натяжения; Б — перед разрушением

плов не менее 15 МПа и применении для натяжения двух канатов К-7 диаметром 15 мм (суммарное усилие обжа-

УДК 624.21.993

С. В. СЕМЕНОВ, инж. (СоюздорНИИ)

Пролетные строения для скоростного круглогодичного строительства мостов

В районах с суровым климатом строительство мостов осложняется дефицитом трудовых и материальных ресурсов, удаленностью от основных производственных баз.

Ище сравнительно недавно мосты с пролетами 12, 15 и 18 м сооружали в этих районах только из типовых железобетонных Т-образных балочных или двухпустотных аллитных пролетных строений, при этом на стройплощадке омоноличивали швы между балками или

плитами и устраивали бетонный выравнивающий слой, гидронизоляцию, укладывали слой сухой цементно-песчаной смеси и сборные железобетонные плиты. Эти операции удлинляли время строительства и вели к увеличению его трудоемкости и стоимости.

Для анкерки арматуры использовали панговые зажимы по ГОСТ 23117-78 и типа «опрессованная гильза». Установлено, что в момент передачи усилия обжатия на бетон происходят потери от деформаций анкеров σ_3 , отличающиеся от потерь, определяемых по нормам: для панговых зажимов деформации анкеров $\Delta l_2 = 4$ мм, а для опрессованных гильз они практически равны нулю ($\Delta l_2 = 0$).

Обжатие перекрытия в двух направлениях приводит к изменению потерь от ползучести бетона. Так, при соотношении в системе

$$\sigma_{bp} / R_{bp} \quad 0.25 \dots 0.67 < 0.75$$

для оценки потерь можно использовать к нормативным потерям понижающий коэффициент $K = 1,6$.

С учетом этих результатов разработан алгоритм расчета перекрытия. На первом этапе расчета определяются количество и расположение преднапряженной арматуры, обжатие. На втором этапе осуществляется расчет плиты методом конечных элементов.

С использованием разработанных рекомендаций по расчету перекрытий указанных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях предложены новые технические решения перекрытий для применения при проектировании и строительстве каркасно-панельных зданий различного культурно-бытового и социального назначения.

плитами и устраивали бетонный выравнивающий слой, гидронизоляцию, укладывали слой сухой цементно-песчаной смеси и сборные железобетонные плиты. Эти операции удлинляли время строительства и вели к увеличению его трудоемкости и стоимости.

На наш взгляд, железобетонные пролетные строения для районов с суровым климатом должны иметь полную заводскую готовность, обеспечивать простоту монтажа при минимальных тру-

дозатратах и не требовать применения монолитного бетона на строительной площадке.

СоюздорНИИ и Союздорпроект предложили вместо типовых два варианта конструкций пролетных строений из сводчатых плит длиной 12 м, которые при монтаже не объединяются между собой. Сводчатая плита — это П-образная бездиафрагменная балка из ненапряженного железобетона с криволинейным очертанием нижней поверхности плиты проезжей части. Вследствие этого повышается трещиностойкость верхней поверхности сводчатой плиты, улучшается качество изделия и уменьшается трудоемкость изготовления. Габариты сводчатой плиты — длина — 12 000 мм, высота — 700, ширина — 1800 мм, минимальная толщина плиты проезжей части — 140 мм, масса сводчатой плиты 15,5 т.

Первый вариант конструкции предназначен для строительства мостов на временных дорогах или на дорогах низких категорий. В этом случае пролетные строения применяют без гидроизоляции и покрытия проезжей части с движением транспорта непосредственно по верхней поверхности сводчатых плит. Поэтому толщина защитного слоя бетона на верхней поверхности сводчатой плиты дополнительно увеличена на 20 мм, а верх торцов плиты окаймлен заанкеренными в бетоне стальными уголками. Сборность пролетных строений составляет 100%.

Второй вариант конструкций предназначен для сооружения мостов на дорогах с неограниченным сроком службы. Применяются те же сводчатые плиты, что и в первом варианте, но с нанесенной на заводе механизированным способом гидроизоляцией из битумно-бутилкаучуковой мастики и покрытием проезжей части сборными железобетонными плитами размером 2×6 м, на слое сухой цементно-песчаной смеси. Сборность пролетных строений близка к 100%.

В обоих вариантах под тротуар устанавливают одну сводчатую плиту. Металлические барьерные и перильные ограждения крепят к закладным деталям на крайних сводчатых плитах сваркой. Для лучшего стока воды сводчатые плиты монтируют с поперечным уклоном и с зазорами между ними 20..40 мм.

Для сводчатых плит используют бетон класса В30, марка по водонепроницаемости W8, марка по морозостойкости F300 при испытании по ГОСТ 10060—87 при насыщении и оттаивании в 5%-ном растворе NaCl. Пролетные строения — сборно-разборные. Их можно использовать и при строительстве мостов в районах с обычными климатическими условиями, а также проезжей

Показатели	Затраты на 1 м ² полезной площади пролетного строения		
	Т-образные балки	Двухпустотные плиты	Сводчатые плиты
Бетон, м ³	0,44	0,54	0,29/0,42
Сталь, приведенная по прочности к стали класса А-I, т	0,116	0,112	0,10/0,16
Гидроизоляция, устраиваемая при монтаже, м ²	1,01	1,01	— / —
Цементно-песчаная смесь, м ³	0,03	0,03	— / 0,03
Трудоемкость изготовления, чел.-дн.	0,50	0,64	0,25/0,34
Трудоемкость монтажа, чел.-дн.	0,43	0,49	0,09/0,17

Примечание. Перед чертой — первый вариант, после черты — второй.

части из монолитного железобетона.

Изготовление сводчатых плит налажено на двух заводах по стендовой технологии. Гидроизоляцию из битумно-бутилкаучуковой мастики наносят на отдельном посту.

Сводчатые плиты имеют полную заводскую готовность, высокое качество, ровную верхнюю поверхность, обеспечивают высокую культуру производства, устойчивы от опрокидывания при складировании, транспортировании и монтаже. Трудоемкость изготовления 1 м² сводчатой плиты составляет 62 и 48% по сравнению с аналогичным показателем типовых Т-образных балок и двухпустотных плит.

В СоюздорНИИ испытали две сводчатые плиты с диафрагмами и без них при статическом нагружении и модели конструкций пролетных строений по первому варианту при многократном нагружении нагрузкой, моделирующей воздействие грунтозацепа гусеницы бульдозера на базе трактора Т-180. В результате установлено, что плиты имеют требуемые нормами прочность, деформативность и трещиностойкость. Верхняя поверхность сводчатой плиты обладает высокой трещиностойкостью, что особенно важно для конструкций пролетных строений первого варианта. Трещины на концевых участках поверхности сводчатых плит образовывались при нагрузке, в 1,6 раза превышающей нормативную. Подтверждена возможность применения сводчатых плит без диафрагм.

В результате испытаний моделей пролетных строений получена математическая зависимость между глубиной повреждения бетона сводчатой плиты грунтозацепами бульдозера и геометрическими параметрами сводчатой плиты и пролетного строения (радиус закругления на верхних продольных углах сводчатой плиты, сумма поперечных уклонов в месте изменения поперечного про-

филя пролетного строения, перепад высот между соседними сводчатыми плитами, продольный зазор между ними). Определены оптимальные геометрические параметры, обеспечивающие эксплуатационную надежность и долговечность конструкций пролетных строений по первому варианту при движении техники на колесном и гусеничном ходу.

В районах с суровым климатом были построены опытные мосты по обоим вариантам. При этом сделан вывод об эффективности применения сводчатых плит вместо типовых конструкций.

СоюздорНИИ в течение 5 лет ежегодно обследовал эти мосты. Дефектов и повреждений, снижающих грузоподъемность и долговечность пролетных строений, не обнаружено. Были проведены статические и динамические испытания мостов техникой на колесном ходу. Двухпролетный мост с конструкцией пролетных строений по первому варианту дополнительно испытали динамическими нагрузками бульдозером.

Установлено, что пролетные строения обладают достаточной прочностью, жесткостью и трещиностойкостью. На наиболее нагруженную сводчатую плиту в пролетном строении с покрытием проезжей части из сборных железобетонных плит приходится 28..43% нагрузки. Пролетные строения хорошо работают при динамических нагрузках: колебания пролетных строений носили спокойный и быстротатахающий характер.

Для эксплуатационной надежности и долговечности конструкций пролетных строений по первому варианту необходимо, чтобы сводчатые плиты и пролетные строения из них имели оптимальные геометрические параметры, определенные в результате лабораторных испытаний моделей.

Технико-экономические показатели предлагаемых и типовых конструкций пролетных строений приведены в таблице.

Экономический эффект от внедрения конструкций пролетных строений из сводчатых плит вместо типовых пролетных строений из Т-образных балок и двухпустотных плит составил 21..43 р/м².

Сборно-монолитные тоннели и сооружения нулевого цикла, возводимые открытым способом

Сборно-монолитные конструкции целесообразно применять, например, при возведении открытым способом железобетонных тоннелей сравнительно небольшой длины, различного поперечного сечения, глубины заложения и под разные нагрузки.

При сооружении таких тоннелей невозможно использовать унифицированные сборные элементы. Возникают также трудности при монтаже сборных элементов большой массы. По этим причинам такие тоннели часто проектируют в монолитном железобетоне, что сопровождается большим расходом лесоматериалов на внутреннюю опалубку, поскольку нельзя использовать многократно оборачиваемую инвентарную опалубку.

С учетом перечисленных технических и экономических трудностей на Урале и в других регионах страны при возведении открытым способом тоннелей промышленного назначения используют сборно-монолитный железобетон. Некоторые примеры возведения таких тоннелей трестом Челябинсталлургстрой [1, 2] и их технико-экономические показатели приведены в таблице.

Объект	Объем работ, м ³	Себестоимость, тыс. р.	Приведенные затраты, тыс. р.	Трудоемкость, чел.-дн.	Экономия лесоматериалов, м ³
Водотоннель стана 2300/1700 ($l=15$ м)	107/71 —/36	6,96/4,23	7,12/4,27	151/62	31,0
То же стана 2300/1700 ($l=90$ м)	957/598 —/216	52,22/38,73	52,75/38,77	961/515	106,0
То же блюминга 1300 ($l=542$ м)	9710/7274 —/1356	404,67/308,95	407,62/302,03	5966/3576	597,7
То же прокатного стана 250 ($l=280$ м)	1338/1035 —/303	68,00/57,25	68,82/57,35	1221/644	167,0
То же цеха холодного проката ($l=168$ м)	3440/2397 —/874	164,41/142,33	165,13/142,53	2690/1456	148,1
Отстойник окислительных стоков оборотного цикла водоснабжения стана 250	456,5/168,9 —/133,8	24,23/16,40	24,63/16,49	530/272	81,0
Фундамент под оборудование участка чистой группы клетей стана 250	3158/1755 —/244	103,92/72,86	104,84/73,31	1540/853	187,0
То же участка черновых клетей	4083/2326 —/325	129,92/89,65	130,89/90,23	1860/1025	197,0
То же участка промежуточных клетей	5268/3092 —/416	165,54/123,88	167,02/124,60	2455/1360	302,0
Маслоподвал № 5	685/393,5 —/226,3	40,20/30,97	40,42/31,72	702/441	47,0

Примечания. 1. Над чертой — монолитный бетон, под чертой — сборный железобетон. 2. Перед чертой — монолитный вариант, после черты — сборно-монолитный.

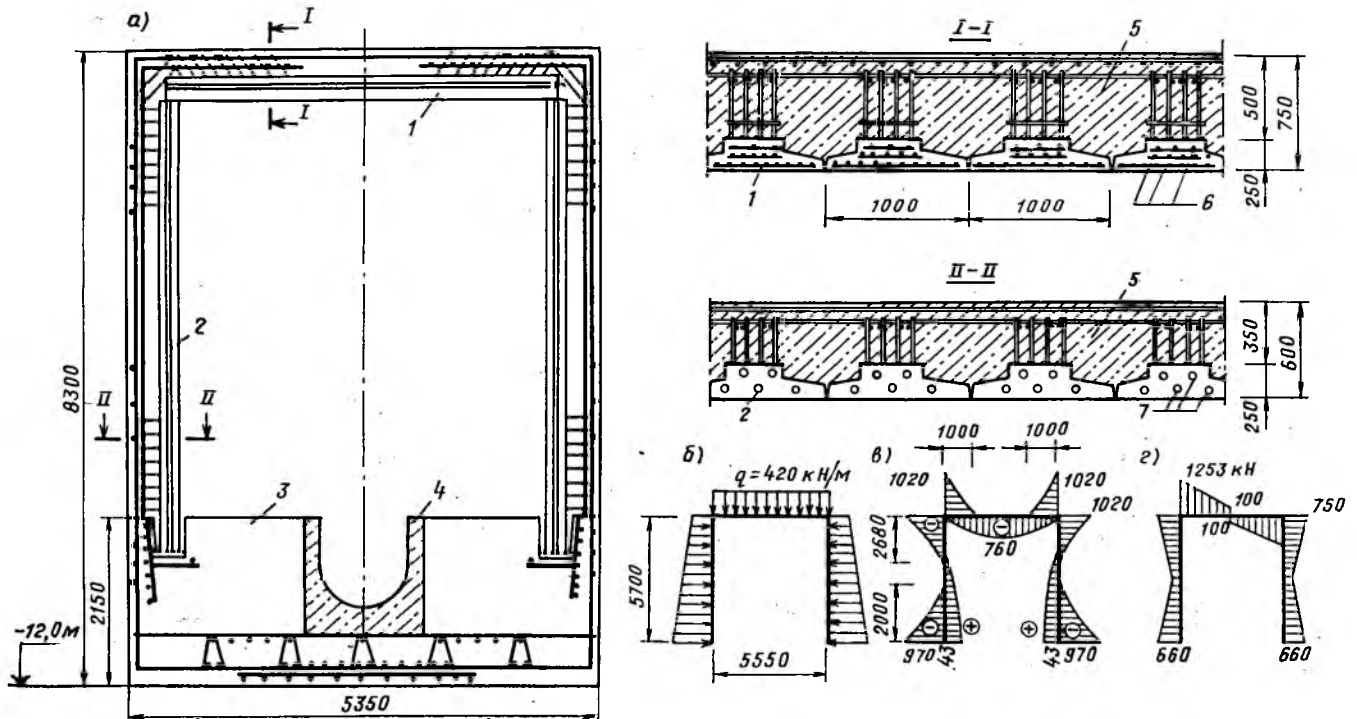


Рис. 1. Сборно-монолитный стан 2300/1700 в Челябинске

а — поперечное сечение; б — схема нагрузки; в — эпюра моментов; г — эпюра поперечных сил; 1 — сборный преднапряженный элемент ригеля; 2 — сборный элемент стойки; 3 — монолитный фундамент; 4 — водонепроницаемый лоток; 5 — монолитный бетон; 6 — преднапряженные струны; 7 — обычная арматура

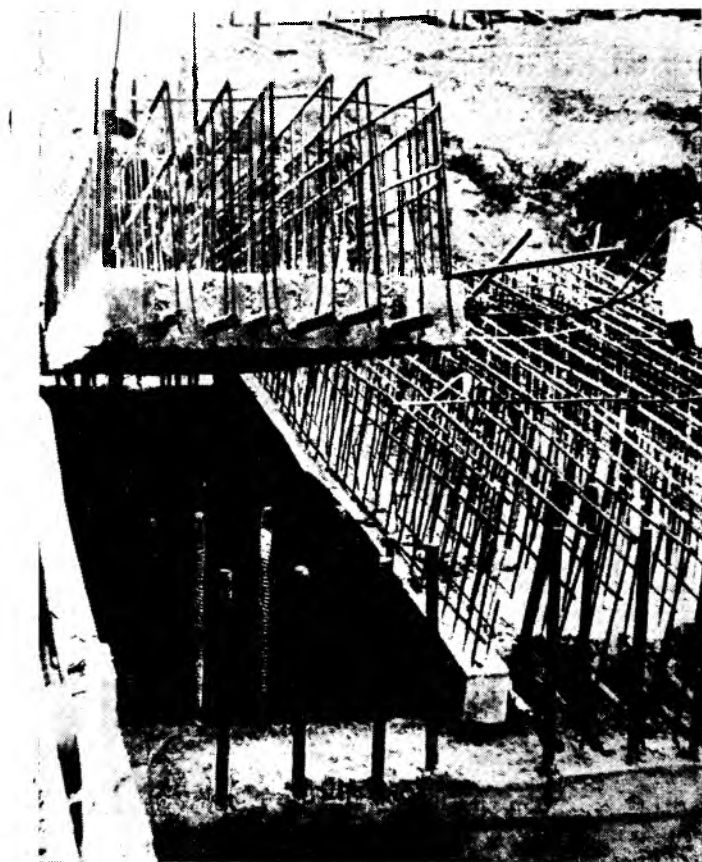
Наиболее характерной является конструкция тоннеля прокатного стана 2300/1700 [2] (рис. 1). Его поперечник — раму, воспринимающую вертикальное давление 420 кН/м^2 , собирали из сборных элементов одного типоразмера массой 20 кН, выполняющих одновременно роль внутренней опалубки и лесов. В качестве наружной опалубки использовали переносные деревометаллические щиты длиной 10 м на всю высоту тоннеля (рис. 2). Сборный преднапряженный элемент ригеля для опытного строительства изготовляли на стенде в деревянной опалубке (рис. 3). В этой же опалубке производили и элементы стен тоннеля. Удельный вес сборного железобетона составил около 30% всего расхода бетона. При строительстве тоннеля расход деловой древесины на каждый метр его длины был снижен на $2,07 \text{ м}^3$.

В нашей стране в сборно-монолитном исполнении возводят автодорожные мосты, некоторые конструкции гидротехнических и береговых сооружений, фундаменты под технологическое оборудование, маслоподвалы, отстойники, шлепперы, резервуары, очистные сооружения, междуэтажные перекрытия, покрытия и многие другие конструкции для промышленных и гражданских зданий и сооружений (см. таблицу).

По всем сооружениям приведенные затраты сокращены на 281,023 тыс. р., трудоемкость снижена на 7872 чел.-дн.; экономия лесоматериалов — 18115 м^3 ; сокращение общего объема железобетона — 5935 м^3 .

По средним фактическим показателям

Рис. 3. Монтаж сборной части перекрытия тоннеля сортового стана 250 плитами СП



работы треста Челябинметаллургстрой [1] по объектам пучевого цикла (тоннели, маслоподвалы, фундаменты под прокатное оборудование) при замене хотя бы половины производимого в нашей стране за 1 год монолитного железобетона

($\approx 45 \text{ млн м}^3$) сборно-монолитным можно сэкономить $2,85 \text{ млн м}^3$ деловой древесины, 11,8 млн. чел.-дн. трудозатрат, $10,45 \text{ млн. м}^3$ бетона и на 432 млн. р. снизить приведенные затраты.

Более широкому применению сборно-монолитных железобетонных конструкций в нашей стране будет способствовать наличие расчетного аппарата, позволяющего проектировать сборно-монолитные конструкции, работающие как при кратковременном, так и при длительном действии статических и многократно повторяющихся нагрузок с обеспеченной прочностью по контактному шву, а также наличие методики расчета их по деформациям, образованию и раскрытию трещин [3].

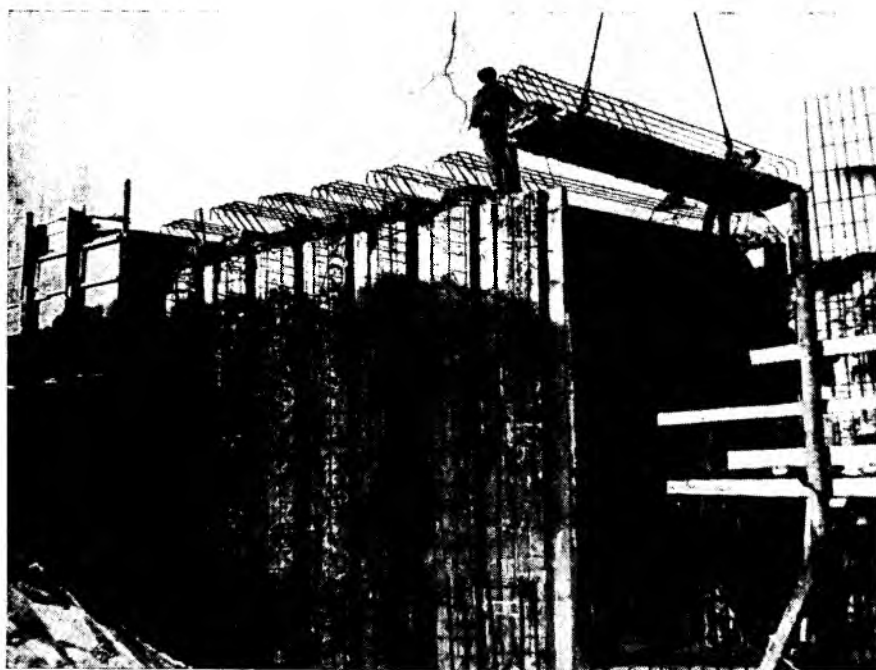


Рис. 2. Строительство сборно-монолитного тоннеля стана 2300/1700

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Черный А. С. Исследование эффективности сборно-монолитных сооружений пучевого цикла объектов черной металлургии: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. — Челябинск, 1977. — 26 с.
2. Сунгагуллин Г., Черный А. С., Валеев А. Х. Применение сборно-монолитных конструкций на строительстве промышленных зданий и сооружений. — Сборник трудов № 11 ИНИС. — Свердловск: Облгосиздат, 1963. 28 с.
3. Проектирование и изготовление сборно-монолитных конструкций. — Киев: Будівельник, 1982. 150 с.

Б. П. БЕЛОВ, И. Н. СЕРЕГИН, кандидаты техн. наук (СоюздорНИИ);
С. Г. ВЕЙЦМАН, канд. техн. наук (Мостотрест)

Технология инъецирования арматурных каналов мостовых конструкций

При строительстве сборных или монолитных пролетных строений железобетонных мостов пролетами 42 м и более используют блоки или секции длиной 2...30 м, осуществляя преднапряжение арматуры на бетон. В большинстве случаев высокопрочную арматуру размещают в закрытых каналах, диаметр которых на 20...30 мм превышает диаметр арматуры.

Для таких конструкций актуальным является предохранение арматуры от коррозии при воздействии влаги, конденсирующейся или попавшей в канал. Инъецирование арматурных каналов цементным раствором позволяет создать плотный защитный слой бетона вокруг стали и надежно связать ее с бетоном конструкции для совместной работы. Хорошего качества инъецирования каналов добиваются, применяя цементный раствор с определенными свойствами и соответствующую технологию работ. Цементный раствор для инъецирования каналов должен обладать хорошей текучестью, продолжительной жизнеспособностью, малым оседанием, быть достаточно прочным и морозостойким. Текучесть характеризует способность раствора проникать в длинные и узкие каналы и заполнять все щели и зазоры. Для определения текучести можно применять различные приборы (рис. 1). Принцип работы основан на продавливании испытуемого раствора опускающимся грузом. Чем меньше текучесть раствора, тем медленнее проходит он через зазор между грузом и цилиндром и тем больше время опускания груза. Мерой текучести является время погружения груза в раствор на глубину 50 см. Применяемый для инъецирования каналов раствор должен иметь текучесть 40...80 с в течение 1 ч после приготовления.

Оседанием называют способность раствора уплотняться и уменьшать объем в результате физико-химических процессов, протекающих в начальный период твердения (рис. 2). В результате оседания раствора в верхней части канала образуется пустота, иногда частично заполненная водой. Величину оседания

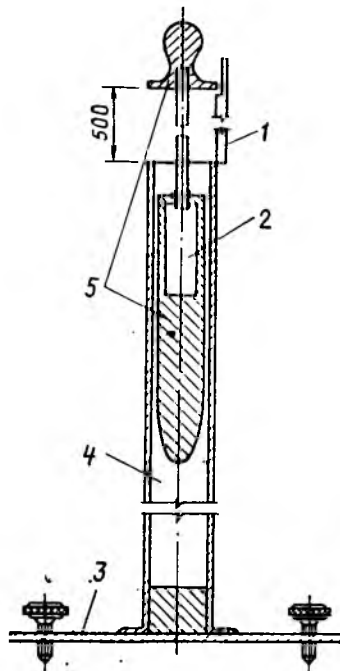


Рис. 1. Конструкция текучестемера

1 — временная стойка; 2 — пазуха; 3 — подставка; 4 — полый цилиндр; 5 — груз

подсчитывают как отношение объема образовавшейся пустоты к первоначальному объему раствора.

От оседания раствора зависит полнота заполнения каналов. Для горизонтальных каналов оседание не должно превышать 2%. В наклонных и вертикальных каналах большая часть пусто-

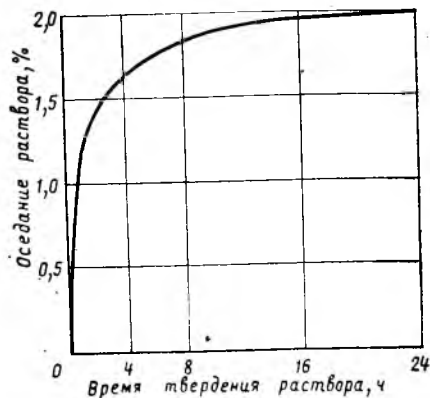


Рис. 2. Уменьшение объема раствора в начальный период твердения

ты, образовавшейся в результате оседания, концентрируется в верхней части канала. Однако зависание раствора в довольно узком канале может привести к образованию пустот по длине протяженных каналов. Поэтому для наклонных и вертикальных каналов нужно применять раствор без оседания.

Подобрать состав раствора с достаточной текучестью и не имеющий оседания, даже при введении пластифицирующих добавок, почти невозможно. В СоюздорНИИ проведены экспериментальные работы по инъецированию каналов в опытной разъемной призме раствором с введением добавки, увеличивающей объем раствора в начальный период схватывания. В результате установлено, что введение добавки в количестве, обеспечивающем увеличение объема раствора на 0,5% сверх компенсации оседания, позволяет добиться плотного заполнения вертикального канала.

От прочности раствора зависит надежность связи арматуры с бетоном конструкции. Прочность раствора, определенная при испытаниях стандартных кубов, должна быть не ниже 20 МПа при нагрузках, действующих на стадии монтажа, и 30 МПа при эксплуатационных нагрузках. Набор прочности инъекционным раствором должен проходить быстро, чтобы не удлинять сроки строительства.

Морозостойкость инъекционного раствора отличается от морозостойкости бетона. Говоря, что бетон является морозостойким, имеют в виду, что прочность бетона и другие его характеристики при многократном замораживании и оттаивании существенно не ухудшаются. Для инъекционного раствора важно, чтобы он не увеличивал при замораживании объема и не разрывал окружающий его бетон конструкции.

Затвердевший цементный раствор имеет много мелких капилляров, заполненных воздухом и частично водой. При замораживании затвердевшего раствора цементный камень уменьшается в объеме. Находящаяся в капиллярах вода при замерзании увеличивается в объеме и заполняет вначале свободные

от воды капилляры, а затем начинает давить на их стенки и стремится увеличить занимаемый раствором объем. Если воды в капиллярах мало, то температурные деформации цементного камня преобладают над деформациями, вызванными замерзшей водой и раствор уменьшает объем при замораживании. Такой раствор называют морозостойким. При большом количестве свободной воды в капиллярах ее давление на стенки при превращении в лед будет таким большим, что раствор увеличивается в объеме. Такой раствор является не морозостойким. Проверку морозостойкости инъекционного раствора рекомендуется выполнять, измеряя линейные деформации образцов размером 4×4×16 см при однократном охлаждении до температуры —20°С. При этом образцы хранят в тех же условиях, в которых находится раствор в конструкции.

Свойства инъекционного раствора зависят от вида цемента, минералогического состава цемента и тонкости его помола, В/Ц, вида и количества добавок, вводимых в цемент или раствор, температуры раствора. Поэтому дать обобщенные рекомендации по составам инъекционного раствора невозможно. Имеются цементы со специфическим минералогическим составом, на которых не удается получить раствор, отвечающий всем предъявленным требованиям. В каждом конкретном случае подбирают состав инъекционного раствора, варьируя В/Ц, количество добавок и температуру раствора. При этом рекомендуется строить графики зависимости текучести и оседания раствора от В/Ц, выделяя интервал, в котором инъекционный раствор отвечает всем требованиям (рис. 3). Во время производства

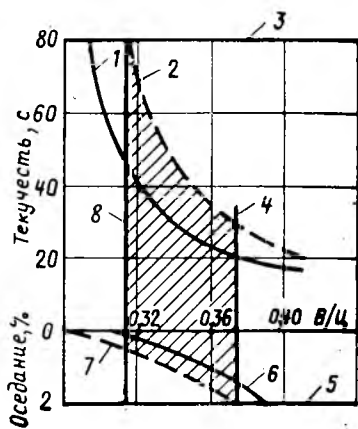


Рис. 3. Зависимость текучести и оседания инъекционного раствора от В/Ц
1 — текучесть раствора после приготовления; 2 — текучесть раствора после 60 мин хранения; 3 — минимально допустимая текучесть; 4 — максимально допустимое В/Ц; 5 — максимально допустимое оседание; 6 — оседание после приготовления; 7 — оседание после 60 мин хранения; 8 — минимально допустимое В/Ц. Заштрихована зона допустимых В/Ц

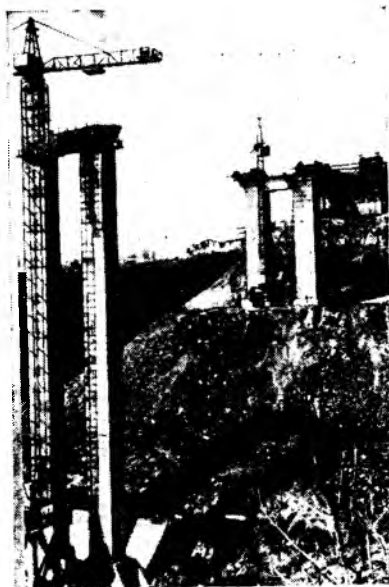


Рис. 4. Опоры мостов

работ из этого интервала выбирают оптимальный состав раствора с учетом конструктивных особенностей. Короткие и широкие каналы инъектируют более густым раствором с минимально допустимой текучестью. Для длинных и узких каналов используют более подвижные смеси с текучестью 40...50 с.

Для приготовления инъекционного раствора целесообразно применять установку, в которой заблокированы емкости для хранения и дозирования составляющих, смеситель для приготовления раствора, бак для хранения и перемешивания раствора и насос для инъектирования. Такая установка позволяет механизировать все процессы и обеспечивает качественное приготовление и непрерывное перемешивание раствора вплоть до поступления в насос.

Нагнетание раствора в канал выполняют растворомасосом со скоростью заполнения канала 2...3 м/мин. После этого находящийся в канале раствор опрессовывают давлением 0,6...0,8 МПа, добиваясь плотного заполнения всех щелей и зазоров.

Инъектирование вертикальных длинных каналов связано с трудностями создания высокого давления в установке и восприятия конструкцией давления в канале. Целесообразно длинные вертикальные каналы разбить на ярусы и последовательно инъектировать их. Высоту яруса инъектирования, как правило, принимают равной высоте яруса опоры, на котором обрывается арматура.

В зимний период при устойчивых отрицательных температурах, а также осенью и весной, для которых харак-

терны низкие и неустойчивые положительные температуры, необходимо принимать дополнительные меры, обеспечивающие достаточно интенсивное твердение инъекционного раствора до набора им необходимой прочности.

Твердение инъекционного раствора при отрицательных и низких положительных температурах воздуха обеспечивает введение специальных добавок, понижающих температуру замерзания воды и позволяющих цементным зернам гидратировать при отрицательных температурах. В качестве добавок можно применять спирты. При температуре наружного воздуха до —5°С спирт должен составлять 10%, а при температуре до —10°С — 20% объема воды затворения. Кроме того, возможно создание и поддержание в растворе в течение необходимого времени достаточно высокой положительной температуры. Этот способ значительно усложняет и удорожает инъектирование. Для этого в сравнительно небольших конструкциях применяют воздухонагрев в местном тепляке. Условия твердения раствора при воздухообогреве конструкции мало отличаются от твердения раствора летом. Опасность пересушивания раствора и уменьшения сцепления арматуры с раствором отсутствует, температурные напряжения невелики.

В больших конструкциях с длинной арматурой целесообразно выполнять подогрев раствора, пропуская через нее электрический ток. Количество тепла, которое необходимо передать бетону конструкции, определяют по формулам:

при разогреве конструкции

$$Q_{\text{н}} = V(Q'_{\text{н}} + 0,65 Q''_{\text{н}}), \quad (1)$$

при поддержании в конструкции расчетной температуры

$$Q_{\text{н}} = V Q'_{\text{н}}, \quad (2)$$

где V — объем бетона прогреваемой части конструкции; $Q'_{\text{н}}$ — количество тепла, которое нужно сообщить 1 м³ бетона, чтобы нагреть его с выбранной скоростью: $Q'_{\text{н}} = C\Delta t$; C — объемная теплоемкость бетона; Δt — скорость подъема температуры: $\Delta t = 7...8^{\circ}\text{C}/\text{ч}$; $Q''_{\text{н}}$ — потери тепла в расчете на 1 м³ бетона: $Q''_{\text{н}} = KM(t_{\text{б}} - t_{\text{в}})$; K — коэффициент теплопередачи поверхности конструкции, зависящий от ее утепления; M — модуль поверхности конструкции, представляющий собой отношение охлаждаемой поверхности к объему нагреваемого бетона; $t_{\text{б}}$, $t_{\text{в}}$ — температура бетона и наружного воздуха.

Напряжение электрического тока, которое нужно подавать на арматуру, определяют по формуле

$$U = \sqrt{PR}, \quad (3)$$

где P — мощность электросилового устройства; R — электрическое сопротивление арматуры: $R=1,2 \rho l/s$; ρ , l , s — удельное сопротивление, длина и площадь поперечного сечения арматуры.

При прогреве части конструкции пропуском тока по арматуре конструкция прогревается неравномерно и ее нужно

рассчитывать на восприятие температурных напряжений. Кроме того, имеется опасность пересушивания раствора, контактирующего с арматурой, вследствие чего снизится сцепление арматуры с раствором.

Рассмотренная технология инъектирования каналов широко применяется в на-

шей стране для заполнения раствором горизонтальных каналов длиной до 150 м в пролетных строениях, вертикальных каналов длиной до 80 м в опорах мостов (рис. 4). Контрольные проверки свидетельствуют о высоком качестве заполнения каналов и достаточной прочности цементного раствора.

УДК 624.016:693.56

Т. М. ПЕЦОЛЬД, д-р техн. наук, проф., Г. П. ПАСТУШКОВ, В. Г. КАЗАЧЕК, кандидаты техн. наук (Белорусский политехнический ин-т); С. Г. СМИРНОВ, инж. (Белпромпроект); Л. Н. ЗИКЕЕВ, канд. техн. наук (НИИЖБ); Г. А. ПАВЛЮКЕВИЧ, инж. (Минстрой БССР); Ш. И. АВРУЩЕНКО, инж. (Оргэнергострой)

Каркасы производственных зданий из унифицированных преднапряженных центрифугированных элементов

Применение бетонов высоких классов (более В45) для традиционных колонн не приводит к ощутимой экономии материалов. Это объясняется тем, что при повышении прочностных характеристик материалов пропорционально снижается площадь поперечного сечения, но увеличивается гибкость и возрастает влияние продольного изгиба. Положительные качества высокопрочных бетонов могут быть реализованы в полых или двутавровых стойках. Однако производство двутавровых или коробчатых стоек сдерживается технологическими трудностями.

Колонны полых поперечных сечений имеют высокие жесткостные характеристики [1]. При увеличении жесткости стоек снижается влияние продольного изгиба, уменьшаются деформации от горизонтальных нагрузок, но при этом в каркасах зданий большой протяженности возрастают нагрузки, возникающие от температурных воздействий.

Опыт проектирования и применения в СССР и за рубежом преднапряженных стоек ЛЭП и свай показывает, что при транспортировании, монтаже и эксплуатации преднапряженные гибкие центрифугированные элементы имеют преимущества по сравнению с обычными. К ним относятся повышение трещиностойкости и несущей способности, возможность рационально использовать высокопрочные арматуру и бетон, увеличение области упругой работы и др.

Для элементов полого сечения преимущества преднапряжения могут проявляться и в том, что удастся ограничить или исключить нормальные тре-

щины в условиях проникновения агрессивных сред во внутреннюю полость элемента. Опыт строительства показывает, что при перевозке гибких центрифугированных колонн могут образовываться значительные начальные трещины, снижающие их эксплуатационные качества. Преднапряжение в этих случаях весьма полезно.

В Белорусском политехническом институте испытывали преднапряженные обычные и центрифугированные колонны на сжатие с поперечным изгибом на специально созданной установке, позволяющей детально изучить критическую область работы гибкой стойки. Эффективность колонн возрастает с увеличением гибкости, эксцентриситета нагружения и преднапряжения (рис. 1).

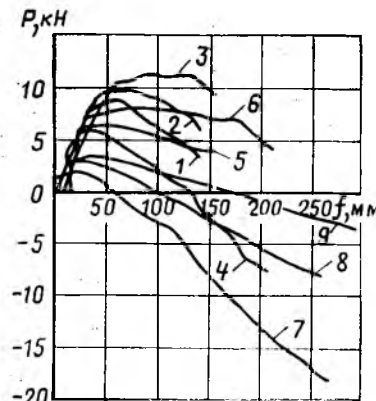


Рис. 1. Прогибы в середине длины стоек гибкостью $l/h=40$; $\eta=1,3\%$
Относительное предварительное обжатие бетона $\gamma=\sigma_0/R$ в образцах: 1, 2, 3 — $\gamma=0,25$; 4, 5, 6 — $\gamma=0,12$; 7, 8 — $\gamma=0$. Продольная нагрузка в образцах: 1, 4, 7 — $N=200$ кН; 2, 5, 8 — $N=150$ кН; 3, 6, 9 — $N=100$ кН

Анализ позволил выделить три основных фактора, определяющих характер влияния преднапряжения на работу колонн: улучшение физико-механических характеристик бетона, находящегося длительное время под обжатием определенной величины; влияние преднапряженной арматуры на прочность нормальных сечений железобетонных элементов; влияние преднапряжения на жесткостные и диссипативные характеристики железобетонных элементов.

В зависимости от конкретных параметров стоек любой из этих факторов может оказать преобладающее влияние на несущую способность. Преднапряжение рабочей арматуры в колоннах позволяет уменьшить их поперечные размеры при сохранении несущей способности по сравнению с обычно армированными колоннами. При этом можно в допустимых пределах увеличивать их деформативность [2].

Таким образом, можно более гибко и направленно регулировать распределение усилий между колоннами каркаса и увеличивать размеры температурных блоков. При экспериментальном проектировании в температурных блоках небольшого размера все колонны высотой 9,6 м и более были выполнены с преднапряжением продольной арматуры, что позволило сэкономить около 30% стали, 13% бетона и на 19% снизить трудозатраты по сравнению с обычными колоннами. С увеличением размеров температурных блоков зданий отрицательное влияние на колонны вынужденных перемещений возрастает при

уменьшении деформативности наиболее удаленных от центра блока колонн. Учитывая специфику работы протяженных каркасов, целесообразно выделять в плане здания характерные пояса. Средину блока для восприятия основной доли ветровых нагрузок рекомендуется решать в виде ядра или диафрагм жесткости. В более удаленных от центра поясах по периметру каркаса можно располагать группы преднапряженных стоек, сечение которых уменьшается, а преднапряжение продольной арматуры соответственно увеличивается по мере удаления их от центра блока. Параметры стоек каркаса определяются из условия допустимой деформации крайней стойки с учетом принятого критерия оптимизации (стоимости, расхода материалов на весь блок и т. д.).

На начальных этапах проектирования границу эффективности преднапряжения и оптимального значения обжатия, максимально повышающее несущую способность колонн, можно ориентировочно устанавливать в зависимости от гибкости $\lambda = L_0/i$ и относительного начального эксцентриситета $\beta = e_0/i$ по выражениям:

$$\lambda = \lambda \beta \geq 30;$$

$$\gamma_{\text{опт}} = 0,4 \cdot 10^3 (3,2 \lambda + 166 \beta - 0,86 \lambda \beta).$$

Смешанное продольное армирование из преднапряженных и обычных арматурных стержней рекомендуется применять при возможном воздействии на колонны особых нагрузок типа сейсмических, в сжато-изогнутых колоннах для приближения в них эпюры материалов к эпюре изгибающих моментов, т. е. используя укороченные ненапряженные стержни, а также в тех случаях, когда ненапряженная продольная арматура является необходимым дополнением из конструктивных соображений, например при предварительном натяжении на силовую форму в подкрановых ветвях двухветвевых центрифугированных колонн.

Для количественной оценки эффективности преднапряжения продольной арматуры в центрифугированных бескрановых колоннах одноэтажных промзданий проводили экономическое сравнение двух вариантов одноветвевых колонн для одноэтажных бескрановых зданий с отметкой низа стропильных конструкций 10,8 м. В первом варианте сравнивали колонны двухпролетного здания с сеткой колонн 18×6 м, расположенного в 4-м ветровом и 1-м снеговом районе, во втором варианте — четырехпролетного здания с сеткой ко-

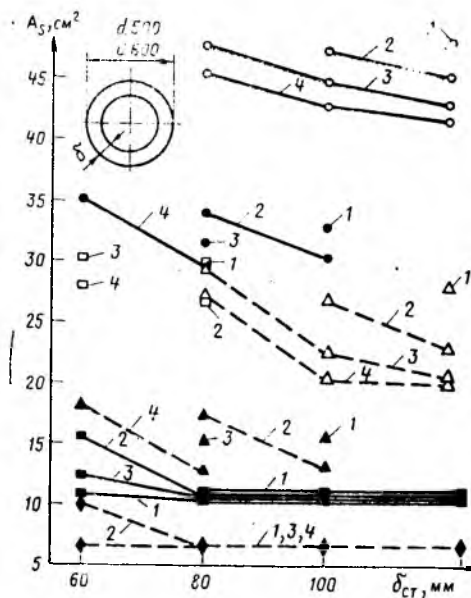


Рис. 2. Расход стали в центрифугированных колоннах с обычным (—) и преднапряженным (---) армированием. Класс бетона: 1 — В40; 2 — В45; 3 — В50; 4 — В67; ○ □ △ ◇ — крайние колонны; ● ▲ ■ ◆ — средние

лонн 24×6 м, строящегося в 1-м ветровом и 4-м снеговом районе. Рассмотрены крайние и средние колонны при продольных усилиях N_{max} и N_{min} . Расчетные усилия приняты по типовой серии центрифугированных колонн (1.423—6 и 1.423—6Б), ненапрягаемая продольная арматура — класса А-III, напрягаемая — Ат-V. По расчетному сочетанию усилий по методике СНиП 2.03.01—84 подбирали требуемое коли-

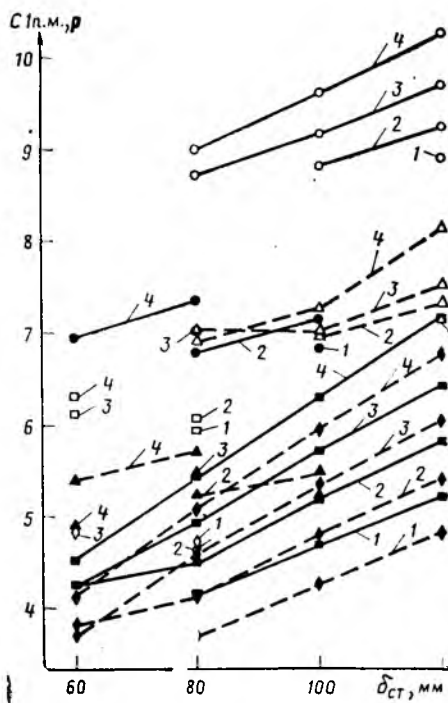


Рис. 3. Стоимость 1 м преднапряженных и обычных центрифугированных колонн. Обозначения те же, что и на рис. 2

чество арматуры и определяли стоимость 1 м колонны на стадии проектирования. Переменными исходными параметрами являлись толщина стенки кольцевого сечения и класс бетона.

Как видно из рис. 2, увеличение прочности бетона и толщины стенки сечения приводит к сокращению расхода арматуры (особенно в преднапряженных колоннах), но стоимость изделия при этом несколько возрастает (рис. 3). В зависимости от цен на конкретную сталь стоимость изделия может и не изменяться. Стоимостные показатели не учитывали затраты на изготовление конструкций, однако опыт применения стоек ЛЭП свидетельствует о том, что при групповом натяжении арматуры стоимость изготовления колонн, по сравнению с ненапряженными, увеличивается незначительно. Экономический эффект возрастает при использовании преднапряженных центрифугированных колонн для зданий с легкими металлическими покрытиями.

Для ступенчатых колонн высотой до 10,8 м, оборудованных мостовыми кранами, обычное армирование наиболее эффективно. Как показало вариантное проектирование Биохимического завода в Дрогичине при большей высоте, в связи с увеличением гибкости преднапряжение создает наибольший эффект, причем, чем больше высота здания, тем он выше и может достигать 30%.

Двухветвевые центрифугированные стойки с преднапряженной арматурой в некоторых случаях экономичнее, чем с обычной (в основном для зданий высотой 16...18 м). Однако это не столь очевидно, как в одноветвевых стойках, поэтому для этих конструкций в каждом конкретном случае надо сопоставлять оба варианта армирования.

Центрифугированные колонны применяют в многоэтажных зданиях с каркасами рамной, связевой и рамно-связевой схем. В зависимости от нагрузок, разрезка колонн может быть поэтажной, на несколько этажей или колонны изготавливают бесстыковыми на всю высоту здания. При поэтажной разрезке можно без изменения внешней геометрии колонн варьировать в широком диапазоне их несущую способность путем изменения толщины стенок, класса бетона и вида армирования [3].

Использование таких колонн в сочетании с центрифугированными ригелями позволяет создавать новые типы каркасов многоэтажных зданий со свободным выбором высоты этажей.

Белорусский политехнический институт совместно с Оргэнергостроем, Теплоэлектропроектом и ВПО «Союзэнер-

гостройпром» провели комплекс исследований и проектно-конструкторских работ по созданию и экспериментальному внедрению преднапряженных центрифугированных колонн и ригелей квадратного полого сечения для многоэтажных каркасных зданий. Осуществлена модификация цилиндрической формы для железобетонных опор, в которой можно изготавливать центрифугированные элементы квадратного полого сечения 400×400 мм длиной до 22 м. На основании положительных результатов испытания опытных образцов и различных закладных деталей была определена технология изготовления преднапряженных центрифугированных элементов. Волжский комбинат производственных предприятий в 1986 г. изготовил 72 преднапряженные колонны для семипэтажного здания. Они состояли из двух монтажных элементов высотой на три и четыре этажа каждый, которые изготавливали в одной опалубочной форме одновременно и соединяли на монтаже сваркой торцевых листов. Колонны формовали бесконсольными. Это позволило в одной опалубочной форме изготовить колонны всех предусмотренных проектом марок. Применя-

ли также двух и одно-консольные колонны. Консоли выполняли путем приварки в заводских условиях опорного металлического столика к закладной детали в стволе колонны. Принятые геометрические наружные размеры сечений колонн и консолей полностью соответствовали размерам сплошных колонн типовой серии и не требовали изменения других элементов каркаса. При перевозке по железной дороге, складировании и монтаже трех- и четырехэтажные колонны никаких повреждений не получили.

Применение центрифугированных колонн вместо сплошных для конкретного объекта позволило снизить расход бетона на 31%, сократить число марок колонн в 2,5 раза, а число стыков в 4 раза [4].

Внедрение эффективной формы сечения колонны позволило впервые на принципиально новой основе разработать унифицированные сортаменты стоек кольцевой и квадратной полого сечений, которые охватывают всю номенклатуру обычных и преднапряженных колонн, применяемых в сборных железобетонных каркасах, в одно- и многоэтажных зданиях и сооружениях.

Сокращенный унифицированный сортамент состоит из стоек диаметром 500 и 600 мм, который можно расширить от 300 до 1000 мм, с толщиной стенок поперечного сечения 50...120 мм с различным армированием и классами бетона. Длину изделий можно изменять до 12 м при использовании ременных центрифуг и до 26 м — при использовании роликовых центрифуг. В данных формах вставляются специальные разделительные перегородки, что позволяет одновременно формовать 2...4 колонны. Стойки прямоугольного сечения имеют размеры 400×400, 500×500, 400×500 и 600×600 мм. В этих же формах изготавливают балочные элементы.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Ласточкин В. Г., Пецолюд Т. М., Тарасов В. В. Опыт производства и применения центрифугированных конструкций в промышленном строительстве. — Минск: БелНИИТИ, 1985. — 40 с.
2. Центрифугированные крановые колонны производий / Т. М. Пецолюд, В. Г. Казачек, А. Е. Шилов и др. // Бетон и железобетон. — 1987. — № 11. — С. 32—34.
3. Пастушков Г. П. Унифицированные многоэтажные каркасные здания с центрифугированными колоннами. — Минск: БелНИИТИ, 1988. — 52 с.
4. Применение центрифугированных колонн при строительстве энергетических объектов / Ш. И. Аврущенко, Т. М. Пецолюд, Г. П. Пастушков и др. // Энергетическое строительство. — 1987. — № 12. — С. 25—29.

УДК 69.034.2:693.56

Е. М. МИНИН, канд. техн. наук (Свирская судовой верфь); С. А. РОМАНОВ, инж. (ЦКБ «Монолит»)

Плавающие сооружения из сборного преднапряженного железобетона

Потребность в надежных судах специального, технического и вспомогательного назначения, в основном стояночного типа, возрастает пропорционально росту основных флотов. К ним относятся плавающие ремонтные и передаточные доки различной подъемной силы, плавающие морские причалы, спецплавмастерские, плавстенды, плавкраны, рыбозамосильные базы, плавкасосные станции, плавающие электростанции и т. д.

Прогнозом на основе экспертных оценок и экстраполяции современных тенденций развития судостроения на период до 2010 г. установлено, что в ближайшие 10...15 лет потребность в судах и плавающих сооружениях рассматриваемых типов возрастет по количеству и номенклатуре.

Основным при этом является снижение трудоемкости и продолжительности постройки плавсредств технического и вспомогательных флотов благодаря повышению производительности труда и эффективности производства на основе наиболее полного использования имеющихся трудовых ресурсов. Решение этой задачи можно обеспечить, применяя железобетон в качестве конструкционного материала для изготовления корпусов плавсредств, что позволяет существенно (в 2...3 раза) снизить расход дорогостоящей судостроительной стали. Значительно большая (в 2...3 раза) долговечность таких корпусов по сравнению со стальными обусловлена лучшей стойкостью бетона к воздействию коррозионных биологических сред. Эксплуатационные расходы при экс-

плуатации судов с корпусами из железобетона снижаются на 60...80%, в 8...10 раз уменьшается стоимость содержания корпуса судна по сравнению со стальными.

Еще больший эффект можно получить при реализации наметившейся в последнее время тенденции применения преднапряженного железобетона при строительстве корпусов судов и плавсооружений. Предпосылками его использования для изготовления судовых конструкций, кроме повышения жесткости и трещиностойкости, что крайне важно для судостроения, являются также возможность применения блочно-модульной технологии постройки корпусов с существенным сокращением трудоемкости и длительности стапельного периода и сокращение расхода арматурной

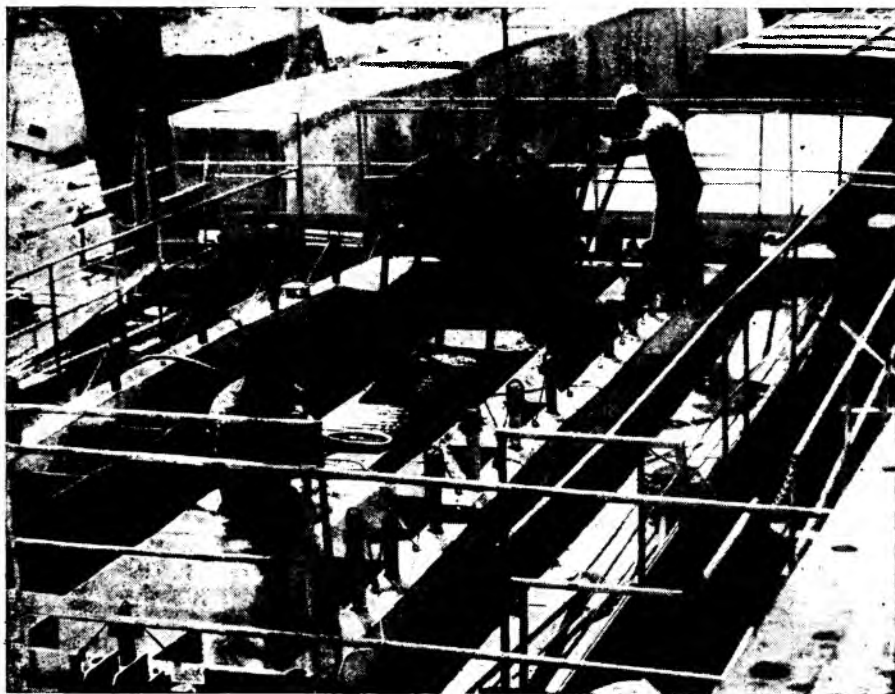


Рис. 1. Сборка корпуса из блоков

стали по сравнению с конструкциями из ненапряженного железобетона.

Практическое решение проблемы значительного увеличения выпуска плавсредств из железобетона при минимальных затратах на техническое перевооружение заводов-верфей без роста численности работающих впервые в отечественном судостроении реализовано при

строительстве плавучих морских железобетонных плавпричалов методом сборки из объемных крупногабаритных блок-модулей с проклейкой стыков и обжатием собранного корпуса высокопрочными арматурными канатами.

Организационно-технически — это конвейерный выпуск унифицированных крупногабаритных объемных тонкостенных корпусных блок-модулей с поточ-

но-позиционной сборкой корпусов судов из преднапряженного железобетона на стапеле.

Корпус понтона, имеющий форму прямоугольного параллелепипеда размером $36,0 \times 9,6 \times 2,9$ м, собирали из 16 унифицированных объемных тонкостенных блоков размером $9,6 \times 2,25 \times 2,9$ м, массой до 25 т (рис. 1). Конструкцию блока, включающую элементы палубы и днища толщиной 140 мм, бортов — 80 мм, поперечной переборки — 60 мм формовали как единое целое. В плитах палубы и днища предусмотрены каналы $\varnothing 63$ мм для расположения напрягаемой арматуры. Блок-модули соединяли эпоксидным клеем, наносимым на стыкуемые поверхности, с последующим обжатием натяжением арматурных стальных канатов, располагаемых в каналах.

Преимущества преднапряженного железобетона для изготовления судовых конструкций в значительной мере зависят от степени предварительного обжатия бетона в конструкции. Поэтому на первом этапе работ определили оптимальное предварительное обжатие бетона в судовых конструкциях.

В результате экспериментов установлено, что применение преднапряженного железобетона для корпусов судов существенно (в 3 и более раз) сокращает расход арматурной стали по сравнению с конструкциями из обычного железобетона. При проектировании корпусов судов необходимо учитывать взаимосвязь между классом бетона и предельно возможным для этого класса армированием конструкций напряженной арматурой. При выборе конструкции корпуса с применением преднапряженного железобетона необходимо стремиться к снижению напряжений в конструкциях от местных нагрузок. С этой точки зрения для корпусов судов из преднапряженного железобетона наиболее эффективна продольная или смешанная система.

Исследована динамика изменения напряженного состояния в арматуре и бетоне корпусных конструкций в зависимости от проявления всех видов потерь напряжений, носящих как мгновенный характер (потери от деформации анкеров, трения напрягающей арматуры о стенки каналов, в натягивающих домкратах и т. д.), так и имеющих более длительный характер (потери от релаксации, усадки и ползучести бетона). В результате экспериментов установлено, что потери напряжений в бетоне от усадки и ползучести после двух лет эксплуатации понтонов не превышают 10%, что достаточно хорошо согласо-

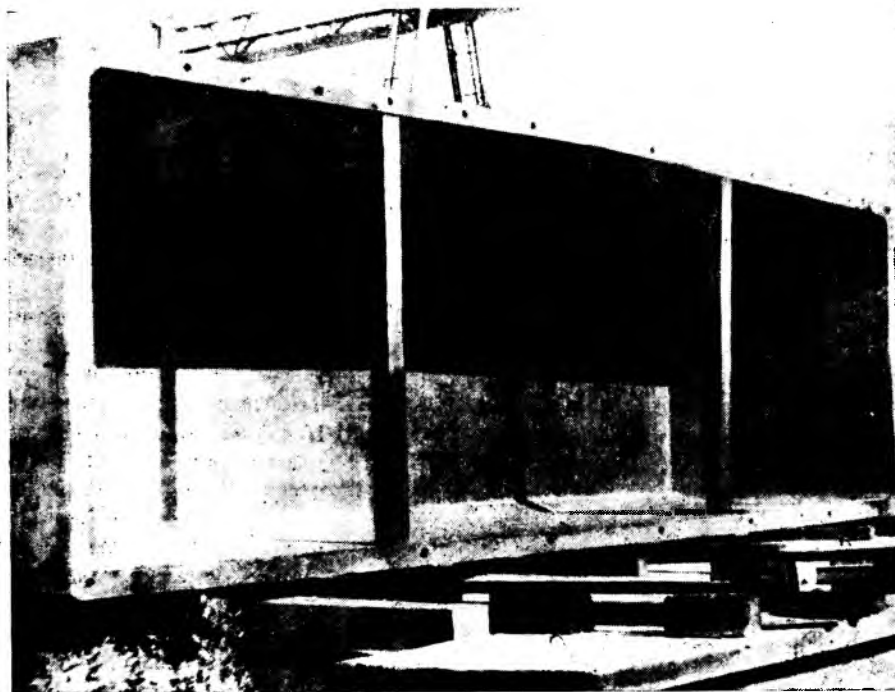


Рис. 2. Формовочная машина

ется с расчетными данными, а жесткость и трещиностойкость корпусов плавсредств обеспечена.

Основные условия постройки плавсредств предложенной конструкции по блочно-модульной технологии — высокая точность изготовления блоков и сборки корпусов, что было обеспечено применением специальной оснастки. Укладку бетонной смеси в конструкции блока, уплотнение ее и термообработку проводили по схеме «колпак» в механизированной формовочной установке, состоящей из сердечника, образующего внутренний объем блока, и бортовых и транцевых щитов с гидроприводами для их открывания с навешенными на них виброталами (рис. 2). Учитывая большую плотность армирования блока (до 300 кг/м^3), разработан и применен состав высокоподвижной бетонной смеси ($O. K. < 24 \text{ см}$) вследствие использования многокомпонентных комплексных добавок на основе суперпластификатора С-3. Полученный судостроительный бетон имел кубиковую прочность $> 40 \text{ МПа}$, морозостойкость > 200 циклов, водонепроницаемость $> 0,25 \text{ МПа}$ и обеспечивал возможность строительства понтонов морского плавучего причала по принятой технологии.

Технология сборки корпуса преднапряженного понтона на стапеле с использованием метода натяжения арматуры на бетон корпусных конструкций сформировалась с учетом опыта мостостроения, промышленного и гражданского строительства. Обжатие корпуса понтона производили арматурными канатами $\varnothing 15 \text{ К-7}$, изготовленными на участке арматурного цеха, оснащенного технологическим оборудованием и оснасткой, широко применяемыми на предприятиях стройиндустрии. Для натяжения арматуры служили гидравлические домкраты МДГ-150У. Оработана оптимальная технологическая последовательность нагружения каждого арматурного каната и обжатия корпуса плавсредства в целом.

По окончании натяжения концы канатов обрезали на расстоянии не ближе 100 мм от торца конструкции и производили инъектирование каналов цементным раствором с использованием серийного оборудования.

Затем провели комплексные испытания корпусов судов на стапелях с имитацией их постановки на «гребень» и «подшву» волны, дооборудование их механизмами, трубопроводами, устройствами и т. п. Исследование трех натурных корпусов понтонов на водонепроницаемость местную и общую прочность прошло успешно.

Разработанная технология постройки корпусов плавучих морских причалов из преднапряженного железобетона реализована при сооружении экспериментального понтона и опытно-штатного морского плавучего причала из трех понтонов, что обеспечило годовой экономический эффект в размере 260 тыс. р. Трудоемкость постройки снижена в 2,5 раза. Технический уровень железобетонного судостроительного производства возрастает с 0,34 до 0,82 при снижении доли ручного труда с 52 до 20%. Производительность труда увеличилась более чем в 2 раза.

В результате установлена и подтверждена в промышленных условиях возможность значительного повышения выпуска плавучих морских причалов для флотов страны на основе предложенной прогрессивной технологии. Впервые в отечественной практике сформулированы и обоснованы основные положения блочно-модульной технологии постройки плавсредств с корпусами из преднапряженного железобетона. Разработаны методы и получены аналитические зависимости целесообразности применения преднапряженных железобетонных конструкций в судостроении в зависимости от эксплуатационных нагрузок, размеров корпусов и степени насыщения поперечных сечений арматурой. Установлено, что при $\mu > 1,5 \dots 1,8\%$ использование пред-

напряженного железобетона экономически и технологически целесообразно. Предложены новые виды высокоподвижных и литых бетонных смесей и пластифицированных судостроительных бетонов с комплексными добавками на основе суперпластификатора С-3, удовлетворяющих требованиям принятой технологии и обеспечивающих эффективное и качественное изготовление объемных тонкостенных крупногабаритных блочно-модулей судов. Разработаны методы исследования и получены аналитические зависимости определения напряженного состояния в арматуре и бетоне корпусных конструкций в зависимости от принятой технологии создания преднапряжения, условий и длительности эксплуатации плавсредств. Результаты научно-промышленного эксперимента послужили основой для разработки проекта и начала создания современных промышленных мощностей железобетонного судостроительного производства на Свирской судовой верфи, что позволит в 2,5 раза повысить выпуск плавсредств из железобетона практически без увеличения численности работающих. Оптимизация блочно-модульной технологии постройки плавсредств из преднапряженного железобетона даст возможность получать отрасли годовой экономический эффект до 10 млн. р. с одновременной экономией до 10 тыс. т дорогостоящей судостроительной стали.

УДК 624.012:69.059.4

А. П. КУДЗИС, чл.-кор. АН ЛитССР, д-р техн. наук, проф.
(Вильнюсский инженерно-строительный ин-т)

Оценка долговечности при расчете преднапряженных железобетонных конструкций

Основными показателями качества несущих конструкций являются их прочность, трещиностойкость и жесткость. Анализ аварийных ситуаций зданий и сооружений свидетельствует, что во многих случаях, например при действии агрессивной среды и эпизодических перегрузок, необходим вероятностный расчет конструкций на долговечность по этим показателям.

Долговечность — свойство конструкции сохранять работоспособность в течение длительного времени с учетом планируемых восстановлений. Она связана

с наработкой конструкции на предельное состояние, под которым понимают продолжительность времени T работы элементов под нагрузкой и другими внешними воздействиями до наступления первого предельного состояния.

Продолжительность службы конструкции до наступления первого отказа при заданной вероятности ее обеспечения $P\{T \geq t_r\}$ называют техническим ресурсом $t_r = t_1 + t_2$ (рис. 1). Он является важнейшей характеристикой надежности преднапряженных конструкций, которые относятся к конструкциям облегченного

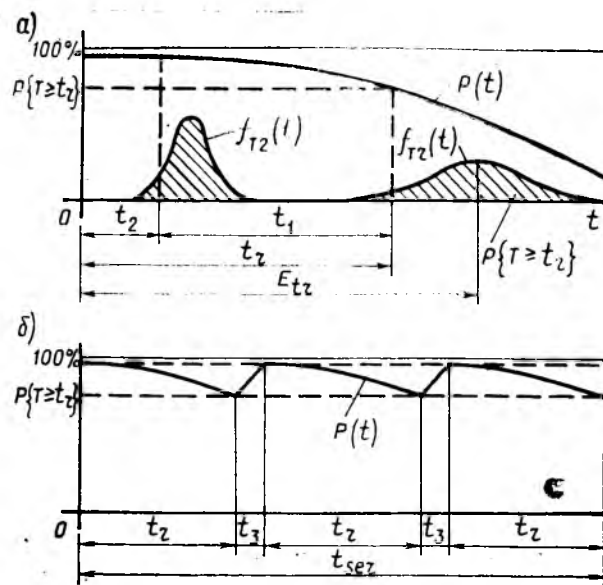


Рис. 1. Схемы изменения функции надежности конструкции $P(t)$ при отсутствии (а) и наличии (б) восстановлений; t_3 — продолжительность ремонта

типа, весьма чувствительным к коррозии высокопрочной арматуры, а также к перегрузкам и повреждениям при эксплуатации, изготовлении и монтаже.

Спротивление конструкций уменьшается только через некоторый случайный промежуток времени T_2 . Повреждения конструкций можно разделить на внезапные, постепенные и смешанные. Внезапные возникают при повторных перегрузках и динамических воздействиях. Причина постепенных повреждений — в воздействии агрессивной среды и многократно повторяющихся нагрузок.

Степень агрессивности окружающей среды следует оценивать по интенсивности ухудшения физико-механических характеристик бетона, арматуры и железобетонных элементов. Она зависит как от коррозионной стойкости материалов, так и от качества защитных покрытий и пропиток. Напряженное состояние конструкций существенно влияет на интенсивность коррозионных процессов. Высокопрочная арматура находится в растянутых зонах элементов, характеризующихся повышенной проницаемостью бетона. Поэтому даже непродолжительное раскрытие трещин с последующим их закрытием может стать причиной ускорения процесса коррозии бетона и арматуры и снижения надежности конструкции.

Функция надежности конструкций, т. е. вероятность ее работоспособности за время t , выражается формулой

$$P(t) = P\{T \geq t\} = \int_0^{\infty} f(\tau) d\tau, \quad (1)$$

где $f(\tau)$ — плотность вероятности распределения наработки (см. рис. 1).

Долговечность преднапряженных конструкций зависит от обеспечения сохранности стальной арматуры. Поэтому при снижении сопротивления элементов из-за деградации и деструкции материалов основным является расчет на долговечность по образованию и раскрытию трещин при повышенной вероятностной обеспеченности работоспособности ответственных элементов и узлов. При эксплуатации конструкций в условиях неагрессивной среды расчет на долговечность производят по предельным состояниям первой и второй групп при обеспеченности $P\{T \geq t_r\}$ не менее 99,5 и 95%.

Следует отметить, что ширина непродолжительного a_{cre1} и продолжительного a_{cre2} раскрытия трещин обладает большой изменчивостью. Поэтому в расчетах конструкций на долговечность по раскрытию трещин целесообразно включать усилия, соответствующие предельно допустимым значениям a_{cre1} и a_{cre2} и имеющие гораздо меньший разброс.

При прямом и поверочном расчете преднапряженных конструкций на долговечность следует учитывать конкретные условия местности, нагружения и воздействия окружающей среды. Статистическое распределение характеристик материалов и многих внешних воздействий подчиняется законам, близким к нормальному.

Механические параметры элементов и их усилия зависят от многих случайных величин. Композиционная функция работоспособности элемента $Z(t) = R(t) - S(t)$ в общем случае является случайным нестационарным процессом ($R(t)$ и $S(t)$ — функции сопротивления

и усилия). В k -м расчетном сечении данного процесса:

$$R_k = R_0 - \int_{t_2}^{t_k} v_R(\tau) d\tau - \sum_{i=1}^k \omega_i S_i; \quad (2)$$

$$S_k = S_0 \pm \int_0^{t_k} v_s(\tau) d\tau,$$

где R_0, S_0 — сопротивление и усилие элемента в начале эксплуатации конструкции; $v_R(\tau)$ и $v_s(\tau)$ — скорости снижения сопротивления конструкции из-за деградации материалов и изменения усилия; t_k — расстояние k -го сечения процесса от его начала; ω_i — коэффициент пропорциональности снижения сопротивления элемента вследствие его кратковременной перегрузки усилием S_i ; k — число приложений временной пиковой нагрузки.

Иногда экономически нецелесообразно применять конструкции высокой долговечности, например, когда заранее известно время реконструкции здания или сооружения в связи с ожидаемым изменением технологии производства. В таких случаях при определении первоначального сопротивления конструкции следует учесть последующее ее восстановление через время t_r . При этом рекомендуется соблюдать целое число межремонтных периодов c , обуславливаемых ресурсом конструкции (см. рис. 1). При заданном сроке службы конструкции t_{ser}

$$t_r = \frac{t_{ser} - (c - 1)t_3}{c}, \quad (3)$$

где t_3 — продолжительность ремонта.

Некоторые конструкции требуют больших затрат на восстановление и компенсации потерь из-за остановки производственного процесса. В таких случаях оптимальным может быть прекращение эксплуатации конструкции через непродолжительное время и замена ее новой. При сокращении срока службы конструкции t_{ser} снижается вероятность возникновения большой ее перегрузки.

Нормативная методика не позволяет рассчитывать конструкции на долговечность, поскольку условие метода предельных состояний $Z = R - S \geq 0$, а результаты расчета не связаны с фактором времени. Наоборот, на основе условий $Z(t) = R(t) - S(t) > 0$ или $Z(t) = R(t)/S(t) > 1$ можно построить динамические расчетные модели, позволяющие учитывать снижение сопротивления и изменение усилия элементов, а также их авто- и интерковариационные функции. При этом вероятностный пря-

мой и поверочный расчеты конструкций на долговечность производят по двум схемам нагружения.

В первом случае конструкция подвергается воздействию длительных временных нагрузок, интенсивность которых мало меняется во времени (рис. 2). В расчетах принимают одномодальное статистическое распределение сопротивления и усилия и учитывают сильную стохастическую связь между отдельными сечениями случайного процесса. Поэтому вероятность работоспособности элементов за время t_r можно приравнять к показателю надежности в невыгоднейшем сечении случайного процесса. Расчетное условие при этом имеет вид

$$P\{T \geq t_r\} = P\{Z(t_r) > 0\} = \int_0^{\infty} f_R(R) F_S(S) dR, \quad (4)$$

где $f_R(R)$ — плотность вероятности распределения сопротивления; $F_S(S)$ — функция распределения усилия.

Поскольку отмечается нормальное распределение наработки на отказ, то выражение (4) примет вид

$$P\{T \geq t_r\} = \Phi[\beta_r], \quad (5)$$

где $\Phi[\beta_r]$ — табулированная функция нормированного нормального распределения композиционной функции $Z_r = R_r - S_r$;

$$\beta_r = \frac{ER_r - ES_r}{\sqrt{\sigma^2 R_r + \sigma^2 S_r - 2K(R_r, S_r)}}; \quad (5')$$

ER_r и $\sigma^2 R_r$, ES_r и $\sigma^2 S_r$ — среднее значение и дисперсия распределения сопротивления и усилия; $K(R_r, S_r)$ — взаимокорреляционный момент сопротивления и усилия элемента (для статически определимых конструкций он равен нулю).

Пример. Необходимо определить показатель долговечности нижнего пояса фермы при 99%-ной обеспеченности трещиностойкости и $ER_0 = 0,74$ МН; $\sigma^2 R_0 = 0,0064$ МН²; $ES_0 = ES_r = 0,3$ МН; $\sigma^2 S_0 = \sigma^2 S_r = 0,001$ МН²; сопротивление конструкции снижается по линейному закону при $E_{VR} = 0,02$ МН·год⁻¹ и $\sigma^2 c_R = 0,000025$ МН²·год⁻²; $ET_2 = 2$ года, $\sigma^2 T_2 = 0,0625$ года⁻².

Статистика распределения сопротивления в r -м сечении случайного процесса:

$$\left. \begin{aligned} ER_r &= 0,74 - 0,02 t_1; \\ \sigma^2 R_r &= 0,0064 + 0,000025 t_1^2. \end{aligned} \right\} (6)$$

Поскольку при $P\{T \geq t_r\} = 99\%$, $\beta_r = 2,32$, то из зависимости (5') $t_1 = 10,4$ года. Поскольку промежуток времени $t_2 = 2 - 2,32\sqrt{0,0625} = 1,4$ года, то технический ресурс нижнего пояса фермы $t_r = 10,4 + 1,4 = 11,8$ года.

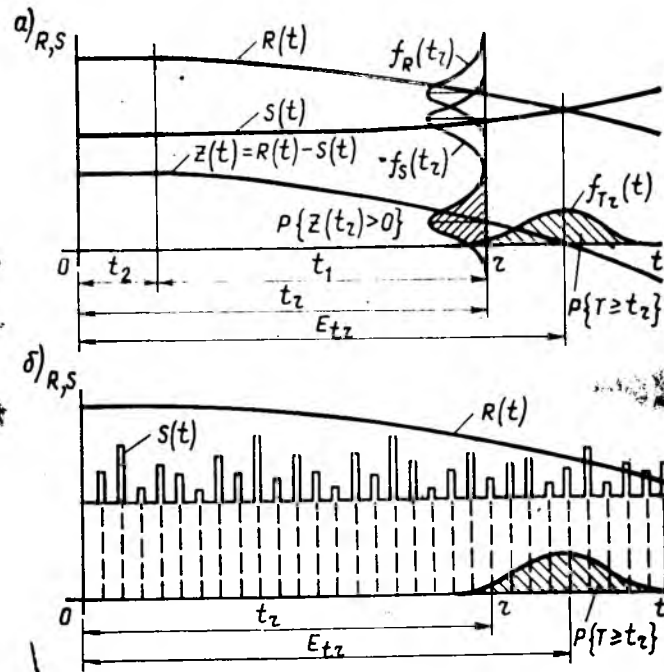


Рис. 2. Аппроксимированные динамические модели для оценки долговечности конструкций, подвергнутых длительному нагружению при отсутствии (а) и наличии (б) повторно-переменной во времени пиковой нагрузки

Во втором случае конструкция подвергается воздействию повторных и переменных во времени пиковых нагрузок. При этом динамическая модель представляется в виде случайной последовательности (см. рис. 2). Продолжительность цикла повторной нагрузки детерминированная (для технологических) или случайная (для эпизодических) воздействий. Однако в практических расчетах можно пренебречь случайной продолжительностью пиковых воздействий.

Вероятность работоспособности конструкции при действии постоянной, а также одной, двух и трех повторных пиковых нагрузок определяют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} P\{T \geq t_r\}_1 &= P_1 \approx \\ &\approx (1 - \rho) \prod_{i=1}^r (1 - Q_i\{1\}) + \\ &+ \rho P\{1\}_{min}; \\ P\{T \geq t_r\}_2 &= P_1 P_2 P_{1,2} \approx \\ &\approx 1 - Q_1 - Q_2 - Q_{1,2}; \\ P\{T \geq t_r\}_3 &\approx \\ &\approx 1 - \sum_{i=1}^3 Q_i - \sum_{i < j} Q_{ij} - Q_{1,2,3}, \end{aligned} \right\} (7)$$

где ρ — обобщенный коэффициент корреляции стохастической последовательности*; r — число повторных нагружений; $r = t_r E \lambda$; $E \lambda$ — средняя интенсивность пиковой нагрузки; $Q_i\{1\}$ — вероятность предельного состояния конструк-

ции при однократном приложении пиковой нагрузки; $P\{1\}_{min} = 1 - Q\{1\}_{max}$.

При стационарной случайной последовательности, когда сопротивление конструкций с течением времени не снижается, вероятность отказа конструкции

$$Q\{1\} = \frac{1 - P\{T \geq t_r\}}{r - \rho(r - 1)}. \quad (8)$$

Пример. Необходимо найти среднюю прочность по нормальному сечению проектируемой плиты покрытия при $P\{T \geq t_r\} = 99,55\%$ -ной обеспеченности ее работоспособности в условиях нормальной среды, если сопротивление и изгибающий момент сечения плиты подчиняются нормальному закону распределения при $\sigma^2 R_0 = 0,121 ER_0$; $ES = 410$ кН·м; $\sigma^2 S = 7800$ кН²·м²; $\rho = 0,9$; $E \lambda = 20$ лет⁻¹; $t_{ser} = 31$ год при двух промежуточных ремонтах ($c = 3$) продолжительностью $t_3 = 0,5$ года.

По зависимости (3)

$$t_r = \frac{31 - (3 - 1) \cdot 0,5}{3} = 10 \text{ лет.}$$

Тогда число расчетных сечений $r = 20 \times 10 = 200$. По выражению (8) вероятность предельного состояния

$$Q\{1\} = \frac{1 - 0,9955}{200 - 0,9(200 - 1)} = 0,000215,$$

чему соответствует $\beta_r = 3,52$. Поэтому по выражению (5')

$$3,52 = \frac{ER_0 - 410}{\sqrt{0,121 ER_0 + 7800}}$$

Отсюда требуемая первоначальная средняя прочность плиты $ER_0 = 905$ кН·м.

* Кудзис А. П. Оценка надежности железобетонных конструкций. — Вильнюс: Мокслас, 1985. — 156 с.

Современная аппаратура для контроля качества преднапряженных конструкций

Надежность бетонных и железобетонных конструкций зависит в основном от реализации в строительстве предположений, заложенных при их проектировании. В стадии проектирования расчет конструкций и их составных элементов исходит из идеализированной и упрощенной схемы распределения усилий, которые в реальных условиях строительства во многом невыполнимы. Многие сборные элементы рассчитываются по статически определимой схеме, но в сооружениях они почти всегда работают по статически неопределимой пространственной схеме распределения усилий. В реальных сооружениях могут существовать многократные резервы, а иногда состояние, близкое к аварийному. Для выявления технических ресурсов и эксплуатационной надежности сооружений необходим экспериментальный контроль действительного состояния конструкций.

В результате многолетних исследований в НИИ строительства совместно с СКБ Института кибернетики АН ЭССР разработаны три портативных микропроцессорных комплекса для контроля бетонных и железобетонных конструкций (рис. 1).

Комплекс ВСМ-4 предназначен для неразрушающего контроля прочности, однородности, а также класса бетона по прочности на сжатие.

Основные технические характеристики ВСМ-4

Рабочий диапазон определения прочности бетона, МПа	10...70
Число участков испытания, вычисляемых и запоминаемых ВСМ-4	3...99
Число испытанных конструкций, запоминаемых ВСМ-4	1...99
Объем постоянной памяти, кбайт	4
Объем оперативной памяти, кбайт	1
Питание комплекса от источника постоянного тока, В	12±2
Масса склерометра СК, кг	не более 1
Масса ВСМ-4, кг	не более 4

Он состоит из портативного склерометра СК и аналогово-цифрового преобразователя ВСМ, предназначенного для измерения запоминания и математико-статистической обработки информации. Склерометр СК является ударным устройством, снабженным магнитоупругим датчиком, который преобразует в электрический сигнал скорость

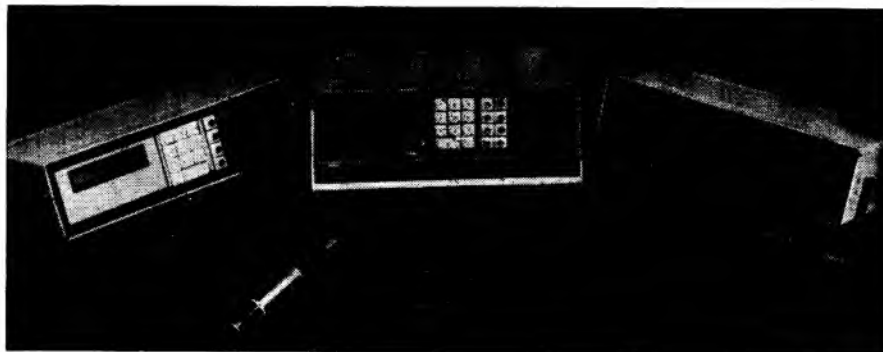


Рис. 1. Портативные микропроцессорные комплексы ВСМ-4 (слева), ВРМ-4 и ВРМ-5. Впереди склерометр СК и преобразователи М20

изменения контактного усилия в момент удара на поверхность бетона. Энергия удара не превышает 0,1 Дж, что достаточно для получения хорошей корреляции ($r > 0,90$) между прочностью бетона ($R = 10...70$ МПа) и электрическим сигналом СК. Комплексом ВСМ-4 реализуется новый неразрушающий так называемый ударный импульсный (магнитоупругий) метод определения прочности бетона [1, 2]. Градуировка комплекса ВСМ-4 осуществляется предварительным испытанием серий бетонных кубов

и определением зависимости «прочность бетона — показания ВСМ-4» в виде регрессионной прямой [1] (рис. 2).

Контроль прочности и однородности бетона осуществляли в железобетонной колонне размером $40 \times 40 \times 990$ см. Прочность бетона определяли по результатам измерения десяти ударов в одном участке колонны в 21 уровне вдоль (в каждом уровне два участка в обоих боковых гранях колонны).

По результатам испытания наблюдается систематическое отклонение прочности по высоте поперечного сечения колонны 40 см вдоль направления бетонирования (от 49,6 до 57,7 МПа) и значительная неоднородность прочности бетона по участкам. В среднем прочность бетона по колонне составила 54 МПа, коэффициент вариации (однородности) — 17,5%. Нижняя доверительная граница определения прочности бетона (0,95%) равна 38,5 МПа, что меньше требуемой по проекту (В40). Если принимать нормированный коэффициент вариации 13,5% вместо фактического 17,5%, то достигается класс бетона В40. Это подтверждает необходимость контроля выпускаемых изделий как по прочности, так и по однородности. Однако контроль прочности и однородности параллельно изготовленным кубиков недостаточен, поскольку несущая способность конструкции определяется по параметрам конкретного элемента.

Такой контроль непоказателен и для определения технических ресурсов в бе-

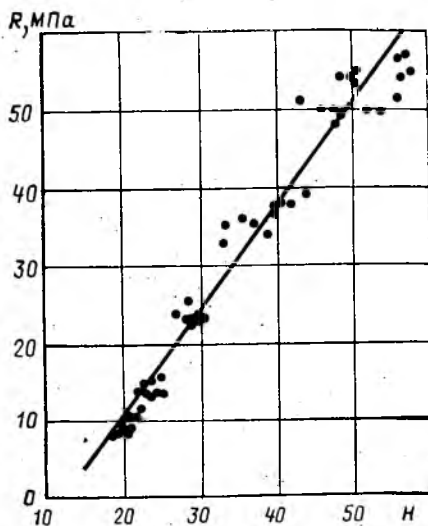


Рис. 2. Градуировочная зависимость «прочность бетона — показания ВСМ-4»
 $R = -16,61 + 1,36 H$; $r = 0,98$; $S_{\sigma} = 3,29$ МПа;
 $\sigma_r = 10,55\%$; $N = 54$

тонных и железобетонных конструкциях, так как необходимо оценивать сложную при проектировании расчетную схему работы конструкции (напряженное состояние или усилия в элементах во время монтажа и при эксплуатации и т. д.).

Микропроцессорный комплекс ВРМ-4 и преобразователи давления (датчики) М20 предназначены для контроля напряженного состояния бетона и внутренних сил в бетонных и железобетонных конструкциях и сооружениях [2]. Датчики М20 следует закладывать в бетон в процессе изготовления изделий, так как они реагируют на изменение механических напряжений в контакте датчика с бетоном и одновременно малочувствительны к неупругим деформациям бетона от усадки, ползучести. Датчики соединяются с вторичным прибором ВРМ-4, который коммутирует, измеряет и запоминает информацию, а также высчитывает напряженное состояние и внутренние силы по сечениям конструкций по бетону.

Основные технические характеристики датчиков М20 различных модификаций

	М20-Т	М20-В	М20-С
Рабочий диапазон, МПа	2...20	2...20	3...30
Основная инструментальная погрешность, МПа	±1,6	±1,0	±1,5
Рабочая температура, °С	10...35	10...35	10...35
Температура выдерживания технологического режима бетона, °С	10...75	10...50	10...50
Масса, г	20	20	20

Основные технические характеристики ВРМ-4

Рабочий диапазон определения напряжения, МПа	≤40
Число коммутируемых датчиков	≤18
Объем постоянной памяти, кбайт	4
Объем дополнительной постоянной памяти, кбайт	6
Масса, кг	не более 4

Напряжения в бетоне преднапряженной железобетонной балки измеряли как при обжатии, так и при испытании на изгиб с помощью датчиков. Балка была изготовлена из бетона класса В30 в условиях термовлажностной обработки.

Обжатие бетона преднапряженной арматурой и распалубку производили через 2 сут после пропаривания. Напряжения в бетоне измеряли датчиками до и после обжатия. Данные измерения аппроксимировались прямой $\sigma = a + by$, (где y — координата высоты сечения балок), на основе которой анализировалась работа сечения балки. При таком контроле фиксировалось уже реализованное по сечению состояние после обжатия бетона и развитие различных потерь, в том числе и уменьшение усилий в напрягаемой арматуре от деформаций бетона при обжатии.

Балки испытывали в возрасте 73 сут.

Напряжения измеряли датчиками и обрабатывали так же, как при обжатии.

При обжатии бетона в балке получены следующие результаты: измеренные, аппроксимированные напряжения $\sigma_0 = 4,72 - 0,178 y$ МПа при коэффициенте корреляции 0,96 и остаточном стандартном отклонении 0,98 МПа; напряжения в крайнем верхнем волокне — 0,62, в крайнем нижнем — 10,06 МПа; контрольное усилие при натяжении арматуры на упоры (перед бетонированием) 972 кН; сумма внутренних продольных усилий по сечению (без учета напрягаемой арматуры) 476 кН.

По испытаниям при изгибе балки получены следующие результаты: измеренные, аппроксимированные напряжения $\sigma_z = 6,60 + 0,249 y$ МПа при коэффициенте корреляции 0,98 и остаточном стандартном отклонении 0,96 МПа; напряжение в крайнем верхнем волокне 13,96, в крайнем нижнем — 0,75 МПа; изгибающий момент от вертикальной нагрузки 256,2; момент внутренних сил относительно центра тяжести напрягаемой арматуры в сечении 288 кН·м; сумма внутренних продольных усилий (без учета усилий в напрягаемой арматуре) 747 кН.

Как видно, разработанная методика и аппаратура М20/ВРМ-4 прямого измерения напряжений в бетоне позволяет достаточно точно оценить работоспособность преднапряженных балок.

В настоящее время все чаще требуется контроль за поведением строительных конструкций при ударных нагрузках. С этой целью разработан микропроцессорный комплекс ВРМ-5, предназначенный для регистрации выходных сигналов от стандартной тензометрической аппаратуры (например «Топаз»). ВРМ-5 измеряет практически одновременно аналоговые сигналы (до 0,3 В) по восьми каналам, преобразует и запоминает их в дискретной форме в оперативной памяти. Аналоговый сигнал одного канала измеряется с интервалами 20, 40 или 160 мкс. Всего в одном цикле измерения запоминается 480 отсчетов по одному каналу. Данные измерения и результаты их предварительной обработки можно вызвать на табло прибора и записать на магнитную ленту стандартного кассетного магнитофона для дальнейшей обработки на ЭВМ.

Основные технические характеристики ВРМ-5

Максимальная амплитуда входного сигнала, В	0,3
Разрешающая способность преобразования входного сигнала	1/256 (0,4%)
Число каналов	до 8
Частота дискретизации входных сигналов, кГц	50; 25; 12,5; 6,25
Объем постоянной памяти, кбайт	4
Масса, кг	4

Испытания ВРМ-5 показали его преимущества, перспективы применения и обработки результатов измерения по сравнению с комплексами, имеющими на входе чувствительные к механическим повреждениям самопишущие устройства.

Использование комплексов ВСМ-ВРМ позволит получить данные о действительной работе строительных конструкций и определить их технические ресурсы и эксплуатационную надежность [3].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- ГОСТ 22690—88. Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля.
- Саммал О. Ю. Напряжения в бетоне и прогнозирование технических ресурсов в бетонных и железобетонных конструкциях и сооружениях. — Таллинн: Валгус, 1980. — 202 с.
- Лаул Х. Х., Саммал О. Ю. Метод прогнозирования технических ресурсов бетонных и железобетонных конструкций // Бетон и железобетон. — 1980. — № 7. — С. 37—39.

**Новые книги
Стройиздата**

Константинополо Г. С. **Механическое оборудование заводов железобетонных изделий:** Учеб. для техникумов. — 2-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1991 (II кв.). — 25 л.: ил. — ISBN 5-274-00628-0 (в пер.): 1 р. 10 к., 10000 экз.

Приведены основные сведения о назначении, устройстве и работе технологического оборудования для производства железобетонных изделий и конструкций, а также оборудовании складов и арматурных цехов. Изд. 1-е вышло в 1982 г. Изд. 2-е переработано и дополнено сведениями о новом оборудовании, более подробно освещены пути экономии цемента и арматурной стали.

Для учащихся строительных техникумов, обучающихся по специальности «Машины и оборудование промышленности строительных материалов».

С. В. ПОЛЯКОВ, д-р техн. наук, проф. (ЦМИПКС при МИСИ);
Ю. С. КУЛЫГИН, канд. техн. наук (ЦНИИСК);
Б. Т. ЕРИМБЕТОВ, канд. техн. наук (Казахский химико-технологический ин-т)

Исследование прочности колонн по нормальным сечениям при действии сейсмических нагрузок

В ЦНИИСКЕ исследовали прочность по нормальным сечениям, трещинообразование, деформации и механизм разрушения железобетонных колонн при действии знакопеременных малоцикловых сейсмических нагрузок.

Для экспериментов использовали образцы в виде консольных стоек сечением 20×25 см из бетона класса В40, защемленные с помощью массивных опор в специальной силовой установке. Их подвергали нагружению вертикальной (продольной) сжимающей силой и горизонтальной (поперечной) силой, приложенной у свободного края консоли на расстоянии $4h_0$ от опоры. Такая схема нагружения позволила изучить поведение железобетонных элементов при разрушении по нормальным сечениям от совместного действия продольной сжимающей силы, поперечной силы и изгибающего момента. Образцы имели симметричное армирование — по два стержня в растянутой и сжатой зонах из арматуры класса А-III. Общий процент продольного армирования образцов составил 7,7; 5,84; 2,92 и 1,42. Поперечное армирование образцов выполняли из арматуры класса А-1 с шагом 75 мм.

По характеру воздействия попереч-

ной нагрузки 37 образцов разделили на две группы. Первая включала образцы, испытанные на статическую нагрузку, а вторая — на знакопеременную горизонтальную малоцикловую нагрузку.

Образцы обеих групп на горизонтальную нагрузку испытывали при трех уровнях сжимающей силы N , равных 0, 400 и 800 кН.

Для образцов, испытанных на горизонтальную нагрузку при $N=0$ и 400 кН, относительная высота сжатой зоны $\xi \leq 0,5 \xi$. Образцы, испытанные на горизонтальную нагрузку продольной сжимающей силой $N=800$ кН, отвечали случаю, когда выполнялось условие $\xi \sim \xi_n$.

Образцы второй группы исследовали на действие горизонтальной знакопеременной повторной нагрузки с коэффициентом асимметрии цикла $\rho = -1$ с частотой пульсации $\sim 0,5$ Гц. Методику создания знакопеременных пульсирующих нагрузок для образцов второй группы приняли такой же, как и в ранее выполненных исследованиях [1...3].

Испытания образцов первой группы позволили получить данные о статической прочности колонн, принятой в ка-

честве эталонной, относительно которой оценивали влияние на прочность знакопеременного повторного нагружения, осуществляемого в поперечном (горизонтальном) направлении. При однократном статическом нагружении поперечной нагрузкой образцы разрушились по нормальным сечениям при деформациях в продольной растянутой арматуре, соответствующих напряжению σ_y и превышающих его с образованием локальных зон разрушения сжатого бетона. При этом с увеличением уровня обжатия образцов колонн размеры зон разрушения сжатого бетона увеличивались.

По результатам испытания образцов второй группы установили влияние знакопеременного и повторного характера воздействия на особенности повреждения бетона и прочность элементов.

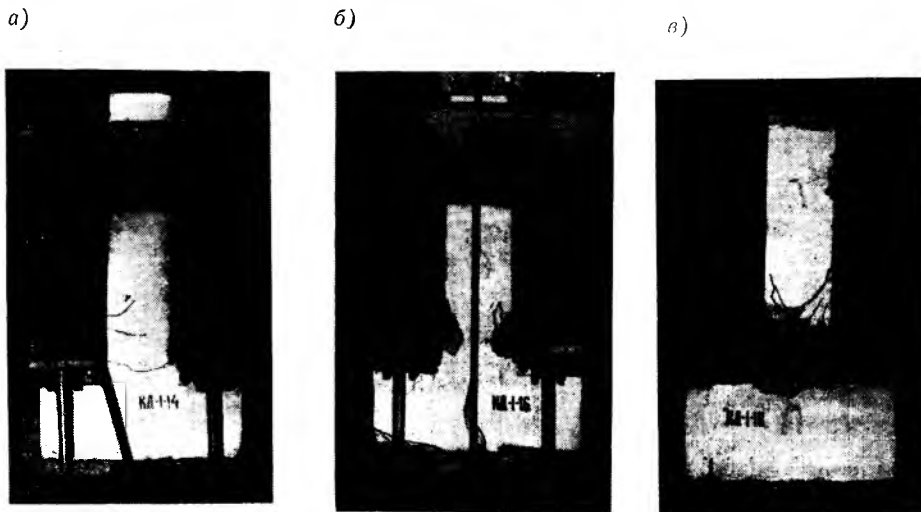
Характер повреждений бетона от сжимающих напряжений при действии знакопеременной поперечной нагрузки зависит от обжатия образцов продольной силой (см. рисунок).

Для образцов-колонн со средним уровнем обжатия продольной силой $N \cong 0,25 R_b b h_0$ и при ее отсутствии ($N=0$) выявили возможность работы образцов при уровнях знакопеременной повторной поперечной нагрузки, превышающих величину нагрузки, соответствующей появлению деформации текучести в продольной растянутой арматуре (до 25%). При высоком уровне обжатия продольной силой знакопеременная нагрузка, соответствующая расчетному числу циклов, оказалась меньше указанной величины (до 15% и более).

При $N > 0,35 R_b b h_0$ образцы-колонны разрушились вследствие раздробления бетона от знакопеременного характера сжимающих напряжений задолго до исчерпания прочности арматуры.

Установлена граничная относительная высота сжатой зоны ξ_R^d , обеспечивающая исчерпание прочности материалов конструкций (бетона и стали) при знакопеременном характере воздействия. опыты показали, что $\xi_R^d = 0,7 \xi_n$.

Предложена расчетная оценка прочности железобетонных элементов по нормальным сечениям с учетом особенностей работы бетона и арматуры, выявленных при действии знакопеременной поперечной нагрузки высокого уровня, т. е. с учетом накопления повреждений в бетоне от знакопеременного характера повторного нагружения и уровня напряжения в растянутой арматуре, соответствующего разрушающей знакопеременной нагрузке.



Общий вид и характер разрушения образцов ($\mu=2,92\%$), испытанных на знакопеременную горизонтальную нагрузку продольной сжимающей силой $N=0$ (а); 400 (б) и 800 кН (в)

Анализом характера повреждений бетона при действии знакопеременной поперечной нагрузки высокого уровня и продольной сжимающей силы разного уровня установлены предпосылки расчетной оценки прочности железобетонных элементов по нормальным сечениям на действие сейсмических нагрузок. Для железобетонных элементов удовлетворяющих условию $\xi \leq \xi_R^d$, снижение несущей способности бетона, вызванное знакопеременным и повторным характером сжимающих напряжений при действии сейсмических нагрузок, незначительно и расчетное сопротивление бетона в этом случае равно R_b . Снижение прочности бетона вследствие повторного действия знакопеременной нагрузки высокого уровня необходимо учитывать для железобетонных элементов, удовлетворяющих условию $\xi > \xi_R^d$. При этом напряжение в бетоне при разрушении элемента $\gamma_b R_b$ ($\gamma_b = \sigma_b / R_b < 1$ — уровень напряжений в бетоне, соответствующий разрушающей повторной знакопеременной нагрузке).

Напряжение в арматуре, соответствующее разрушающей знакопеременной нагрузке,

$$\sigma_{su}^d = \gamma_s^d \sigma_y, \quad (1)$$

где γ_s^d — коэффициент условий работы арматуры, который определяют на основе опытных данных и с учетом того, что при $\xi = \xi_R^d$ $\gamma_s^d = 1$: $\gamma_s^d = 1 + 3,5(\eta^d - 1)(1 - \xi/\xi_R^d) \leq \eta^d$; $\eta^d = 1,15$ для арматуры класса А-III.

Для отыскания γ_b , характеризующего снижение прочности бетона сжатия при знакопеременном и повторном действии поперечной нагрузки, предложена зависимость

$$\gamma_b = 1,35 - 0,5 \frac{\xi}{\xi_R} \leq 1, \quad (2)$$

полученная в предположении, что при $\xi \leq \xi_R^d$ напряжения в бетоне при разрушении равны призменной прочности, а при $\xi = \xi_R$ $\sigma_b = 0,85 R_b$.

Учет действительных напряжений в растянутой арматуре, меньшего, чем σ_y , и снижение прочности бетона, вызванное накоплением повреждений, уменьшают несущую способность железобетонных элементов, удовлетворяющих условию $\xi_R^d < \xi \leq \xi_R$.

Оценка несущей способности железобетонных элементов, подвергнутых повторным знакопеременным нагрузкам, с учетом работы арматуры (введение γ_s^d) и накопления повреждений в бетоне (γ_b) хорошо описывает опытные данные и может применяться при оценке несущей способности железобетон-

$\mu, \%$	Образец	$h_0, \text{ см}$	$a', \text{ см}$	$N, \text{ кН}$	$Q_y, \text{ кН}$	$Q_u^d, \text{ кН}$	$[\bar{M}]_d, \text{ кН}\cdot\text{м}$	$[\bar{M}]_d^p, \text{ кН}\cdot\text{м}$	$\frac{[\bar{M}]_d^{\text{оп}} - [\bar{M}]_d^p}{[\bar{M}]_d^p} \times 100\%$	Количество циклов до разрушения
5,84	1	21,1	3,9	0	109	127	106,68	97,32	+9,6	17
	2			400	138	156	165,44	167,36	-1,2	64
	3			800	175	150	194,80	192,60	+1,1	47
	4			0	59	67	56,28	58,18	-3,3	167
2,92	5	21,5	3,5	400	105	123	139,32	129,46	+7,6	52
	6			800	150	126	177,84	161,23	+10,3	4
	7			0	31	39	32,76	32,79	-0,1	52
1,42	8	21,8	3,2	400	75	88	111,12	104,86	+6,0	60
	9			800	96	81	142,44	142,70	+0,2	61

ных элементов в случае сейсмического воздействия (см. таблицу).

Условие прочности железобетонных элементов с прямоугольным сечением, подвергающихся знакопеременному воздействию поперечной нагрузки при постоянном действии продольных сжимающих сил

$$[\bar{M}]_d \leq \gamma_b R_b b x_u^d (n_0 - 0,5 x_u^d) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (3)$$

где γ_b определяют в зависимости от уровня напряженно-деформированного состояния элемента, характеризуемого отношением ξ/ξ_R , а высоту сжатой зоны бетона x_u^d — из условия равновесия в предположении, что напряжения в продольной растянутой арматуре равны $\gamma_s^d R_s$, а в бетоне $\gamma_b R_b$:

$$x_u^d = \frac{N + \gamma_s^d R_s A_s - R_{sc} A'_s}{\gamma_b R_b b}$$

При $x_u^d > x_R = \xi h_0$ вместо x_u^d подставляют высоту сжатой зоны x_R . При $x_u^d < x = \xi h_0$ принимают $x_u^d = x$.

Оценить влияние повторности и знакопеременности нагружения на прочность железобетонных элементов можно также по обобщенному коэффициенту условий работы $m_{кр}$, вводимому в условие прочности и полученного из опытов

$$[\bar{M}]_d \leq m_{кр} [R_b b x (h_0 - 0,5 x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')]. \quad (4)$$

На основании экспериментальных данных получено $m_{кр}$, позволяющее при проектировании конструкций учитывать особенности работы железобетонных элементов при действии сейсмических нагрузок в зависимости от вида напряженно-деформированного состояния, количества продольной арматуры, а для внецентренно сжатых элементов — и от уровня обжатия.

Для изгибаемых элементов $1,4\% \leq \mu \leq 7,7\%$:

$$m_{кр} = 1,2 - 0,03 \mu_s. \quad (5)$$

Это выражение получено на основании обработки опытных данных и учитывает повышение несущей способности элементов, подвергающихся повторным

знакопеременным воздействиям по сравнению со статической несущей способностью согласно СНиП 2.03.01—84 в предположении, что напряжения в продольной растянутой арматуре при разрушении равны R_s .

Для внецентренно сжатых железобетонных элементов с $\mu \leq 6\%$ $m_{кр}$ следует находить в зависимости от ξ . Для элементов, удовлетворяющих условию $\xi \leq 0,5 \xi_R$, $m_{кр}$ принимают в зависимости от количества продольной арматуры

$$m_{кр} = 1,2 - 0,015 \mu \left(1 - 2 \frac{\xi}{\xi_R}\right) - 0,2 \frac{\xi}{\xi_R}. \quad (6)$$

Для элементов с уровнем обжатия продольной силой, удовлетворяющим условию $0,5 \xi_R < \xi \leq \xi_R$, при котором влияние количества арматуры на $m_{кр}$ не наблюдается

$$m_{кр} = 1,35 - 0,5 \frac{\xi}{\xi_R}. \quad (7)$$

Для внецентренно сжатых железобетонных элементов $\mu \leq 6\%$, независимо от уровня обжатия $m_{кр} = 0,85$.

Рассмотренные методы расчета прочности железобетонных элементов по нормальным сечениям как с учетом реальных свойств бетона и арматуры, дифференцированно учитывающих их с помощью коэффициентов γ_s^d и γ_b при действии сейсмических нагрузок, так и при помощи $m_{кр}$, комплексно учитывающего воздействие и пластические свойства элемента, дают практически одинаковые результаты и могут применяться при оценке несущей способности железобетонных элементов при расчете на сейсмическое воздействие.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. О прочности железобетонных колонн по наклонным сечениям при сейсмических нагрузках / С. В. Поляков, Ю. С. Кулыгин, В. А. Городецкий и др. // Бетон и железобетон. — 1979. — № 6. — С. 13—15.
2. Прочность колонн каркасных зданий при сейсмических нагрузках / С. В. Поляков, Ю. С. Кулыгин, И. З. Бацанадзе, А. С. Залесов // Бетон и железобетон. — 1982. — № 11. — С. 12—13.
3. Поляков С. В., Кулыгин Ю. С., Уразиманов М. Р. Прочность колонн по наклонным сечениям при действии сейсмических нагрузок // Бетон и железобетон. — 1986. — № 12. — С. 21—23.

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

Интерполяционные формулы для определения начального модуля упругости бетона

В результате анализа эмпирических формул для определения начального модуля упругости тяжелого и мелкозернистого бетона [1...3], а также данных, приведенных в СНиП 2.03.01—84, получена интерполяционная эмпирическая формула для определения зависимости начального модуля упругости бетона в зависимости от класса бетона на прочности на сжатие B

$$E_b = \frac{C}{1 + \frac{29}{B + 3,8}}, \quad (1)$$

где C — коэффициент, зависящий от вида бетона и принимаемый по таблице.

Представляет интерес изменение начального модуля упругости тяжелого или мелкозернистого бетона естественного твердения в зависимости от его возраста

$$E_b(t) = \frac{C}{1 + \frac{42}{(B + 3,8) \lg t}}, \quad (2)$$

при $t > 1$ сут, где $E_b(t)$ — начальный модуль упругости тяжелого и мелкозернистого бетона естественного твердения; t — возраст бетона в момент определения начального модуля упругости, сут.

Как следует из таблицы, предлагаемая формула (1) с достаточно высокой точ-

ностью аппроксимирует данные СНиП 2.03.01—84, регламентирующие значения начального модуля упругости тяжелого и мелкозернистого бетонов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

- Квирикадзе О. П. Определение начального модуля упругости бетона // Бетон и железобетон. — 1982. — № 1. — С. 33.
- Квирикадзе О. П. Эмпирические формулы для определения начального модуля упругости мелкозернистого бетона на песке с модулем крупности свыше 2,0: Ил. // Строительство. Архитектура. — Тбилиси: ГрузНИИТИ. — 1987. — № 7. — С. 7.
- Квирикадзе О. П. Эмпирические формулы для определения начального модуля упругости мелкозернистого бетона для групп Б и В // Изв. вузов. Сер. Стр-во и архитектура. — 1988. — № 8. — С. 112—115.

Бетон по СНиП 2.03.01—84	С · 10 ⁻³ по формуле (1)	E · 10 ⁻³ при классе бетона, МПа														
		V3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Тяжелый естественного твердения	60	9,5 12,1	13,0 14,0	16,0 16,8	18,0 19,3	21,0 21,6	23,0 23,6	27,0 27,0	30,0 29,9	32,5 32,3	34,5 34,3	36,0 36,1	37,5 37,6	39,0 39,0	39,5 40,1	40,0 41,2
То же, подвергнутый ТВО при атмосферном давлении	53	8,5 10,6	11,5 12,3	14,5 14,9	16,0 17,1	19,0 19,1	20,5 20,8	24,0 23,9	27,0 26,4	29,0 28,5	31,0 30,3	32,5 31,9	34,0 33,2	35,0 34,4	35,5 35,5	36,0 36,4
То же, подвергнутый автоклавной обработке	44	7,0 8,8	9,8 10,2	12,0 12,3	13,5 14,2	16,0 15,8	17,0 17,3	20,0 19,8	22,5 21,9	24,5 23,7	26,0 25,2	27,0 26,5	28,0 27,6	29,0 28,6	29,5 29,5	30,0 30,3
Мелкозернистый группы А естественного твердения	48	7,0 9,6	10,0 11,2	13,5 13,4	15,5 15,5	17,5 17,3	19,5 18,9	22,0 21,6	24,0 23,9	26,0 25,8	27,5 27,5	28,5 28,9	—	—	—	—
То же, подвергнутый ТВО при атмосферном давлении	42	6,5 8,4	9,0 9,8	12,5 11,8	14,0 13,5	15,5 15,1	17,0 16,5	20,0 18,9	21,5 20,9	23,0 22,6	24,0 24,0	24,5 25,2	—	—	—	—
То же группы Б естественного твердения	42	6,5 8,4	9,0 9,8	12,5 11,8	14,0 13,5	15,5 15,1	17,0 16,5	20,0 18,9	21,5 20,9	23,0 22,6	—	—	—	—	—	—
То же, подвергнутый ТВО при атмосферном давлении	39	5,5 7,8	8,0 9,0	11,5 10,9	13,0 12,6	14,5 14,0	15,5 15,3	17,5 17,6	19,0 19,4	20,5 21,0	—	—	—	—	—	—
То же группы В автоклавного твердения	38	—	—	—	—	—	16,5 14,9	18,0 17,1	19,5 18,9	21,0 20,4	22,0 21,7	23,0 22,9	23,5 23,8	24,0 24,7	24,5 25,4	25,0 26,1

Примечание. Над чертой — по СНиПу; под чертой — по формуле (1).

ОТ РЕДАКЦИИ. Предлагаемая в статье О. П. Квирикадзе интерполяционная формула (1) в целом достаточно хорошо аппроксимирует значения начального модуля упругости бетона, регламентируемые СНиП 2.03.01—84. Исключение составляют бетоны низкой прочности (особенно класса В3,5), для которых эта зависимость в среднем на 30% завышает модуль упругости.

В отношении выражения (2), связывающего модуль упругости и возраст бетона, следует иметь в виду следующее. При $t=28$ сут формула (2) обращается в (1), отсюда следует, что в зависимости (1) класс бетона относится только к указанному возрасту. Но тогда выражение (1) вступает в определенное противоречие с нормативными требованиями, поскольку согласно СНиПу табличные значения модуля упругости, аппроксимируемые этой формулой, принимают для бетона заданного класса, но независимо от возраста, в котором определена прочность на сжатие.

Для устранения этого противоречия класс бетона в формуле (1) не следует связывать с фиксированным возрастом. При таком подходе необходимость в выражении (2) вообще отпадает.

Эффективные средства комплексной механизации отделочных линий

Для условий реконструкции и технического перевооружения предприятий строительной индустрии Ворошиловградским филиалом НИИСП Госстроя УССР разработаны и внедрены средства комплексной механизации отделочных линий, удовлетворяющие требованиям современного уровня индустриального выпуска сборных деталей высокой степени заводской готовности.

Установка комплексной отделки наружных стеновых панелей УКОП-1 (рис. 1) выполняет последовательно огрунтовку, шпатлевку и цементно-декоративную отделку поверхностей методом пневмонанесения отделочных материалов в заданном режиме. Она оснащена сменными рабочими органами, позволяющими выполнять разнообразные виды фактур, может быть смонтирована в составе вертикального конвейера и на стенде, где занимает площадь не более 18 м². Всеми процессами работ дистанционно управляет оператор с пульта.

Внедрение установки на двенадцати ДСК позволило снизить трудоемкость работ на 0,015 (чел.-дн)/м² и экономический эффект на 0,88 р/м², повысить качество, культуру производства и ускорить темпы строительства.

Шпатлевочная машина РШМ (рис. 2) предназначена для шпатлевки после термообработки плит перекрытий кассетного производства. Рабочий орган роторного типа позволяет наносить все виды применяемых в промышленности шпатлевок и выполнять их затирку «на сдир», в результате чего достигается минимальный расход материала и обеспечивается сохранность шпатлевочного слоя при хранении и транспортировании панелей. Машина вписывается в любую технологическую линию кассетного производства и не требует объемно-планировочных изменений пролета, может быть использована в составе конвейерной линии и на стенде. Ее производительность обеспечивает пропускную способность изделий кассетного пролета типовой линии. Работой машины в полуавтоматическом режиме дистанционно управляет оператор с пульта.

Внедрение машин обеспечило экономиирудозатрат 0,039 (чел.-дн)/м², денеж-

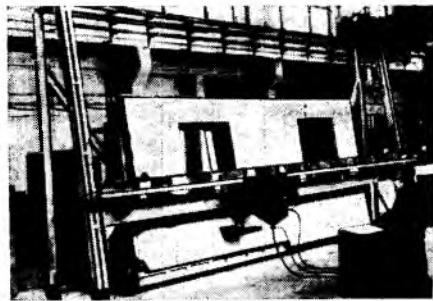


Рис. 1. Установка комплексной отделки наружных стеновых панелей УКОП-1

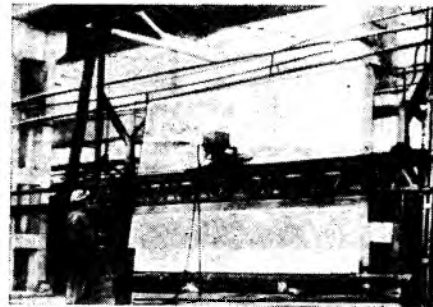


Рис. 2. Шпатлевочная машина РШМ

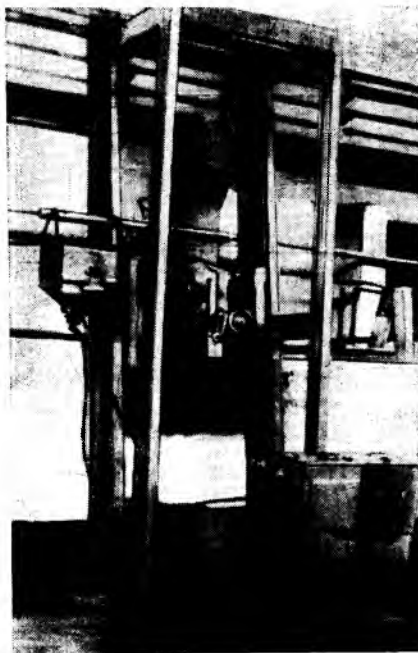


Рис. 3. Универсальная роторная отделочная машина УРОМ

ных средств 0,27 р/м², значительно повысило качество и сократило продолжительность строительства жилых домов.

Универсальная роторная отделочная машина УРОМ (рис. 3) предназначена для шпатлевки и декоративной отделки стеновых панелей ленточного типа. Машина перемещается вдоль протяжного стенда с панелями и выполняет шпатлевочные и отделочные операции в совмещенном цикле. Экономический эффект составляет 1,55 р/м², экономия трудозатрат — 0,045 (чел.-дн)/м².

Отделочные машины комплектуются смесителем-диспергатором, обеспечивающим высококачественное приготовление шпатлевочных и отделочных составов.

Разработанная технология отделки стеновых панелей в заводских условиях на базе предложенных средств комплексной механизации отделочных линий регламентируется утвержденными Госстроем УССР нормативными документами, методическими рекомендациями и инструкциями на конкретный тип установки. На все виды указанных машин разработан пакет технической документации, они включены в каталог рекомендуемого оборудования для условий реконструкции и технического перевооружения предприятий стройиндустрии.

На производственной базе филиала НИИСП освоены изготовление машин указанных видов и привязка их к реальным производствам, пуск и наладка.

Для дальнейшего повышения степени заводской готовности изделий крупнопанельного домостроения филиалом разрабатывается новый тип машины для двухсторонней комплексной отделки стеновых панелей.

Производственные организации, кооперативы, отдельные специалисты могут принять участие в совместных разработках машины нового типа.

ВОРОШИЛОВГРАДСКИЙ ФИЛИАЛ НИИСП НА ДОГОВОРНОЙ ОСНОВЕ ОКАЗЫВАЕТ КОНСУЛЬТАЦИОННУЮ, НАУЧНО-МЕТОДИЧЕСКУЮ ПОМОЩЬ ПРОЕКТНЫМ, ПРОИЗВОДСТВЕННЫМ И СТРОИТЕЛЬНЫМ ОРГАНИЗАЦИЯМ, А ТАКЖЕ ВЫПОЛНЯЕТ ПРОЕКТНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ОТ СОЗДАНИЯ ДО ВНЕДРЕНИЯ НОВОЙ ТЕХНИКИ В ПРОИЗВОДСТВО.

Заинтересованным организациям обращаться по адресу: 348031, Ворошиловград, квартал Г. Димитрова, 23а, НИИСП, лаборатория № 4 «Технология реконструкции и технического перевооружения предприятий строительной индустрии».

Тел.: 54-52-19; 54-35-96.

А. М. БОЛДЫШЕВ, В. С. ПЛЕВКОВ, кандидаты техн. наук
(Томский инженерно-строительный ин-т)

Прочность нормальных сечений железобетонных элементов

Исследованию прочности нормальных сечений железобетонных элементов (изгибаемых, сжатых, растянутых) посвящено большое число работ, выполненных как в нашей стране, так и за рубежом. Однако до настоящего времени не разработана методика расчета железобетонных элементов на действие нескольких сочетаний усилий, особенно при действии моментов и продольных сил разных знаков.

Для элементов симметричного сечения условия прочности нормальных сечений для таких элементов имеют вид:

$$\left. \begin{aligned} M &\leq R_b S_b + \sigma_s A_s \left(\frac{h}{2} - a \right) + \\ &+ \sigma'_s A'_s \left(\frac{h}{a} - a' \right); \\ \pm N &\leq R_b A_b - \sigma_s A_s + \sigma'_s A'_s, \end{aligned} \right\} (1)$$

где A_b — площадь сжатой зоны бетона (рис. 1); S_b — статический момент сжатой зоны бетона относительно центра тяжести бетонного сечения; $S_b = A_b y_b$; y_b — расстояние от центра тяжести бетонного сечения до центра тяжести сжатой зоны бетона; σ_s, σ'_s — напряжения в арматуре A_s и A'_s , определяемые по формуле (67) норм.

Если разделить систему (1) на максимальный момент, воспринимаемый бетонным сечением $M_{b,max} = R_b S = R_b A y / 2$, и на максимальную продольную силу, воспринимаемую бетонным сечением $N_{b,max} = R_b A$ (A — полная площадь поперечного сечения бетона; S — статический момент сжатой зоны бетона относительно центра тяжести бетонного сечения при высоте сжатой зоны бетона $x = h/2$; $S = A y / 2$; y — расстояние от центра тяжести сечения до центра тяжести сжатой зоны бетона при $x = h/2$), то ее можно представить в виде:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_m &\leq \alpha_{mb} + \alpha_{ms}; \\ \pm \alpha_n &= \alpha_{nb} + \alpha_{ns}, \end{aligned} \right\} (2)$$

где α_m, α_n — относительный момент и продольная сила, действующие на элемент:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b S}; \quad \alpha_n = \frac{N}{R_b A};$$

α_{mb}, α_{nb} — относительный момент и продольная сила, воспринимаемые бетонным сечением:

$$\alpha_{mb} = \frac{S_b}{S}; \quad \alpha_{nb} = \frac{A_b}{A};$$

α_{ms}, α_{ns} — относительный момент и продольная сила, воспринимаемые арматурой:

$$\alpha_{ms} = \frac{2 \alpha_{s, tot} \xi_s}{\xi_b} \psi_{sm};$$

$$\alpha_{ns} = \alpha_{s, tot} \psi_{sn};$$

$\alpha_{s, tot}$ — суммарное относительное усилие, воспринимаемое арматурой элемента:

$$\alpha_{s, tot} = \alpha_s + \alpha'_s = \frac{R_s A_s}{R_b A} + \frac{R_{sc} A'_s}{R_b A};$$

$$\xi_s = \frac{z_s}{h} = 1 - \delta - \delta'; \quad \delta = \frac{a}{h};$$

$$\delta' = \frac{a'}{h}; \quad \xi_b = \frac{2y}{h} = \frac{4S}{Ah};$$

ψ_{sm}, ψ_{sn} — относительные напряжения в арматуре элемента, соответствующие

изгибу и сжатию, которые изменяются от -1 до $+1$:

$$\psi_{sm} = \frac{\psi_{st}(1 + \beta_s) - \psi_{sc}(1 - \beta_s)}{2};$$

$$\psi_{sn} = \frac{\psi_{st}(1 + \beta_s) + \psi_{sc}(1 - \beta_s)}{2};$$

ψ_{st}, ψ_{sc} — относительные напряжения в арматуре A_s и A'_s :

$$\psi_{st} = \frac{\sigma_s}{R_s} = \frac{\psi \left[\frac{\omega}{\xi} (1 - \delta) - 1 \right]}{1 - \frac{\omega}{1,1}};$$

$$\psi_{sc} = \frac{\sigma'_s}{R_{sc}} = \frac{\psi \left(\frac{\omega}{\xi} (\delta - 1) \right)}{1 - \frac{\omega}{1,1}};$$

$$\omega = \alpha - 0,008 R_b; \quad \xi = \frac{x}{h};$$

$$\psi = \frac{\sigma_{sc,u}}{R_s};$$

β_s — коэффициент асимметрии армирования:

$$\beta_s = \frac{\alpha_s - \alpha'_s}{\alpha_{s, tot}};$$

($\beta_s = 0$ при $A_s = A'_s$; $\beta_s = -1$ при $A_s = 0$ и $A'_s > 0$; $\beta_s = 1$ при $A'_s = 0$ и $A_s > 0$).

Для элементов прямоугольного сечения $A_b = bx$, $A = bh$;

$$S = \frac{b h^2}{8}; \quad S_b = \frac{b x (h - x)}{2};$$

$$\xi_b = \frac{4S}{Ah} = 0,5.$$

Система (2) примет вид

$$\left. \begin{aligned} \alpha_m &\leq 4 (\xi - \xi^2) + 4 \alpha_{s, tot} \xi_s \psi_{sm}; \\ \pm \alpha_n &\leq \xi + \alpha_{s, tot} \psi_{sn}. \end{aligned} \right\} (3)$$

Для элементов других сечений в уравнения (2) подставляют соответствующие значения $\alpha_{nb} = A_b/A$; $\alpha_{mb} = S_b/S$ и $\xi_b = 4S/Ah$.

Расчеты, выполненные на ЭВМ для элементов симметричных сечений (прямоугольных, круглых, ромбовидных, кресто-

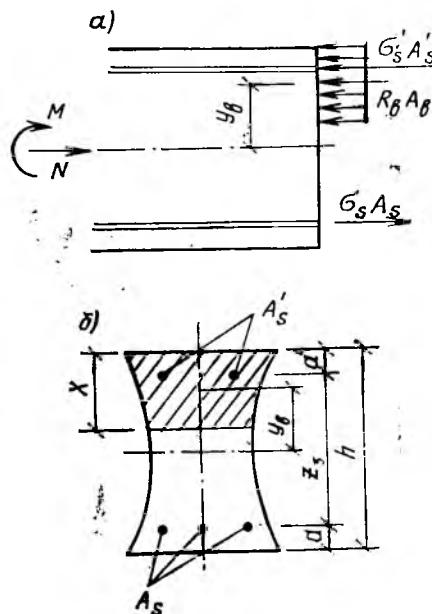


Рис. 1. Схема усилий (а) и эпюра напряжений (б) железобетонного элемента

образных, двутавровых) [1], показали, что форма границ областей относительно нисущей способности нормальных сечений в координатах α_n, α_m остается практически неизменной при варьировании α_s, tot и β_s . Границу области прочности для элемента прямоугольного сечения можно представить в виде параболы и двух наклонных прямых (рис. 2), при этом область, соответствующая относительным моментам, воспринимаемым бетоном $\alpha_{mb} = 4(\alpha_n - \alpha_n^2)$, остается неизменной, а область относительных моментов, воспринимаемых арматурой $\alpha_{ms} = 2\alpha_s, tot \xi_s / \xi_b = 4\alpha_s, tot \xi_s$, зависит от относительного усилия α_s, tot и относительного расстояния ξ_s между арматурой A_s и A'_s .

При увеличении α_s, tot границы области симметричного армированного элемента ($\beta_s = 0$) отодвигаются от оси α_n вверх и вниз на $\alpha_{ms} = 2\alpha_s, tot \xi_s / \xi_b$, при этом границы области остаются симметричными относительно оси α_n . При изменении β_s верхняя граница области смещается относительно оси α_m на $\alpha_{n0} = -\beta_s \times \alpha_s, tot$, а нижняя на такую же величину в противоположном направлении (рис. 3).

Относительные моменты α_m можно выразить через относительные продольные силы α_n :

$$\left. \begin{aligned} &\text{при } \alpha_n \leq \alpha_{n0} \\ &\alpha_m = 2(\alpha_s, tot - \alpha_{n0} + \alpha_n) \frac{\xi_s}{\xi_b}; \\ &\text{при } -\alpha_{n0} \leq \alpha_n \leq 1 + \alpha_{n0} \\ &\alpha_m = 4[(\alpha_n - \alpha_{n0}) - (\alpha_n - \alpha_{n0})^2] + \\ &\quad + 2\alpha_s, tot \frac{\xi_s}{\xi_b}; \\ &\text{при } \alpha_n > 1 + \alpha_{n0} \\ &\alpha_m = 2(1 + \alpha_s, tot - \alpha_{n0} - \alpha_n) \frac{\xi_s}{\xi_b}. \end{aligned} \right\} (4)$$

Сопоставление результатов расчета по предлагаемой методике (выражения (4)) и по СНиП 2.03.01-84 (формулы (3)) показало их полное совпадение во всем диапазоне эксцентриситетов продольных сил при расположении арматуры только в сжатой зоне элемента. При наличии арматуры в растянутой зоне отмечено расхождение в результатах расчета только при малых эксцентриситетах, когда $\xi_R < \xi < \xi_{R1}$ (ξ_{R1} — граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона, при котором напряжение в арматуре A_s достигает R_{sc}):

$$\xi_{R1} = \frac{\omega}{1 - \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc, u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)},$$

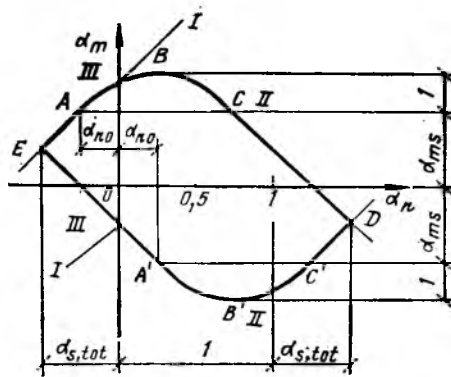


Рис. 2. Область относительной прочности нормального сечения железобетонных элементов с несимметричным армированием I — изгиб; II — внецентренное сжатие; III — внецентренное растяжение

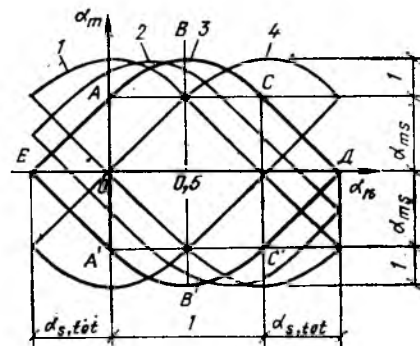


Рис. 3. Области относительной прочности железобетонных элементов I — $\beta_s = 1$; 2 — $\beta_s = 0,5$; 3 — $\beta_s = 0$; 4 — $\beta_s = -1$

при этом с увеличением арматуры в растянутой зоне, расхождение возрастает и достигает 5...7%. Расхождение уменьшается примерно в два раза, если вместо гиперболической зависимости σ_s от ξ по формуле (67) СНиПа принять тригонометрическую функцию

$$\psi_s = \frac{\sigma_s}{R_s} = \cos \pi \frac{\xi - \xi_R}{\xi_{R1} - \xi_R}.$$

При расчете арматуры в элементе, на который действует несколько комбинаций усилий M, N , в осях координат α_n, α_m проставляют точки

$$\alpha_{ni} = \frac{N_i}{R_b A}; \quad \alpha_{mi} = \frac{M_i}{R_b S},$$

соответствующие этим комбинациям, затем перемещая вверх — вниз и вправо — влево границы областей относительной прочности, нанесенные на прозрачных листах, добиваются такого их положения, при котором α_{ms} минимальна. По полученным значениям α_{ms} и α_{n0} определяют

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{R_b A}{R_s} \left(\frac{\alpha_{ms} \xi_b}{2 \xi_s} - \alpha_{n0} \right) \text{ и} \\ A'_s &= \frac{R_b A}{R_s} \left(\frac{\alpha_{ms} \xi_b}{2 \xi_s} + \alpha_{n0} \right), \end{aligned}$$

соответствующие минимальному расходу арматуры.

Учет гибкости элемента производят умножением момента M_i (или α_{mi}) на коэффициент η [2].

Предложенная методика позволяет существенно упростить расчет прочности нормальных сечений при действии нескольких сочетаний усилий, получая при этом оптимальное армирование элемента. При расчете необходимо учитывать все возможные комбинации усилий (наносить все точки α_{ni}, α_{mi} в осях α_n, α_m), а не ограничиваться только тремя точками, соответствующими $M_{max}, N_{соот}$; $M_{min}, N_{соот}$; $N_{max}, M_{соот}$. Предложенную методику можно с успехом использовать при усилении и реконструкции зданий и сооружений, когда необходимо установить несущую способность элементов при известных размерах сечений бетона и арматуры, а также их прочностных характеристиках.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Болдышев А. М., Плевков В. С. Расчет внецентренно нагруженных железобетонных элементов. — М., 1988. — С. 90. — Деп. во ВНИИС 13.07.88., № 9278.
2. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) // ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. — М.: ЦИТИ Госстроя СССР, 1986. — 192 с.

Новые книги Стройиздата

Розенталь Н. К., Суаснабар Х. Долговечность бетона и железобетона в районах с жарким и влажным климатом. — М.: Стройиздат, 1991 (III кв.). — 24 л.: ил. — IS BN 5-274-01409-7 (в пер.): 4 р. 40 к., 5000 экз.

В книге авторов СССР и Кубы рассмотрено влияние повышенной влажности и температуры, а также аэрозоля морских солей, засоленных грунтовых вод, и других агрессивных компонентов на коррозию стальной арматуры в бетоне. Приведены методы прогноза накопления хлоридов в железобетонных конструкциях, эксплуатируемых в приморской зоне, а также способы защиты от коррозии.

Для научных и инженерно-технических работников научно-исследовательских и проектных организаций.

В. И. НАНАЗАШВИЛИ, инж. (НИИМосстрой); Ш. Т. БАБАЕВ, канд. техн. наук (ВНИИжелезобетон)

Декоративные плиты пола на основе ВНВ из белого портландцемента

Наиболее производительной технологией плит пола, освоенной в настоящее время промышленностью, является кассетная, требующая применения бетонной смеси высокой подвижности. Однако плиты на основе портландцемента, изготовленные по кассетной технологии, имеют существенные недостатки: недостаточно высокую износостойкость, поверхностную пористость, раковины, большой процент боя при распулвке кассет, хрупкость, сколы граней и углов у плит, низкую декоративную выразительность.

Одним из перспективных направлений повышения качества, стойкости и долговечности плит пола, эксплуатируемых в общественных зданиях с особым интенсивным движением, к которым также предъявляются высокие требования по декоративной выразительности, является использование декоративных видов вяжущих низкой водопотребности (ВНВ) на основе белого портландцемента. ВНВ получают механической обработкой белого портландцементного клинкера в сочетании с минеральной добавкой и органических веществ. Рекомендуются использовать минеральные добавки светлых тонов. В проведенных нами экспериментах использовали белый портландцемент (ГОСТ 965—78) Шуровского цементного завода марки 400. Свойства белого ВНВ и белого портландцемента представлены в табл. 1.

Таблица 1

Вид вяжущего	Нормальная густота, %			Прочность стандартного раствора в возрасте 28 сут, МПа	Остаток на сите № 008 не более, %
	Начало схватывания, мин	Нормальная густота, %	Конец схватывания, ч		
ВНВ-100	0,18	20	1,25	71/8,7	10,4
ВНВ-50	0,20	125	3,5	53/6,1	5,4
ВНВ-30	0,21	195	4,5	39/4,6	6,3
Портландцемент	0,27	45	12,0	40—50/ 5,5—6,0	12,0

Примечание. Перед чертой — при сжатии, после черты — при изгибе.

Минимальная водопотребность белого ВНВ (НГ=18%) и более высокая активность по сравнению с другими декоративными вяжущими позволяет получить цементный камень высокой плотности и прочности даже при высокой подвижности бетонной смеси для кассетной технологии (О. К.=12...14). Повышение физико-механических показателей мелкозернистых бетонов на основе белого ВНВ можно объяснить улучшением структурных характеристик. С помощью методов ртутной порометрии установлено, что цементный камень и бетон из ВНВ имеют относительно низкую пористость, в них практически отсутствуют крупные капиллярные поры.

Благодаря высоким показателям белого ВНВ можно получать декоратив-

ные плиты пола повышенной плотности до 2400 кг/м³, прочности до 70 МПа, износостойкости в 3...4 раза, водонепроницаемости до 1,2...3,0 МПа, а также с пониженной усадкой на 20...28%.

Одним из важнейших эксплуатационных показателей плит пола общественных зданий с интенсивным движением является износостойкость. Повышение износостойкости плит пола в 3...4 раза можно объяснить большей плотностью новообразований в процессе гидратации ВНВ и более высоким уровнем адгезии и когезии в системе высокопрочного мелкозернистого бетона. Высокая средняя плотность плит до 2400 кг/м³ на основе ВНВ позволяет им лучше противостоять влагопеременным и химическим воздействиям. Свойства плит пола на основе белого ВНВ представлены в табл. 2.

Анализ результатов испытаний плит показывает, что уменьшение расхода ВНВ с Ц:П=1:2 до Ц:П=1:3 практически не приводит к снижению прочности, повышению водопоглощения и истираемости.

Дальнейшее снижение расхода ВНВ-100 и ВНВ-50 до Ц:П=1:4 и выше увеличивает истираемость, водопоглощение и снижает прочность и водонепроницаемость.

Плиты пола на основе ВНВ-50 при Ц:П=1:4 и ВНВ-30 при Ц:П=1:2,5...3 по физико-механическим свойствам не отличаются от плит на обычном портландцементе. Зависимость истираемости плит от Ц:П для разных видов ВНВ на основе белого цемента показана на рис. 1.

Для плит на основе ВНВ-100 и ВНВ-50 наиболее оптимальным является соотношение Ц:П=1:2,5...3, а для плит на основе ВНВ-30 Ц:П=1:2. Так, значение Ц:П≤1:2 приводит к большому перерасходу вяжущего без улучшения физико-механических свойств плит.

ВНВ-100 на основе белого цемента целесообразно использовать только для изготовления плит пола в зданиях с

Таблица 2

Вид вяжущего	В:В	О. К. см	Ц:П	Средняя плотность, кг/м ³	Прочность цементно-песчаного бетона при сжатии в возрасте 28 сут, МПа	Коэффициент истираемости, г/см ²	Водонепроницаемость, МПа	Водопоглощение, %
ВНВ-100	0,28	11	1:2	2400	73,0	0,13	3,1	2,4
	0,30	14	1:2,5	2380	70,0	0,14	3,0	3,6
	0,30	12	1:3	2340	66,0	0,19	2,7	4,1
	0,31	12	1:4	2290	43,0	0,32	1,8	4,4
ВНВ-50	0,29	13	1:2	2380	54,0	0,24	2,2	4,0
	0,30	14	1:3	2320	46,0	0,30	1,9	4,8
	0,31	12	1:4	2260	33,0	0,45	1,3	5,2
ВНВ-30	0,29	12	1:2	2370	41,0	0,31	1,4	6,3
	0,30	14	1:2,5	2330	37,0	0,39	1,1	7,2
	0,32	16	1:3	2270	32,0	0,47	0,8	7,8

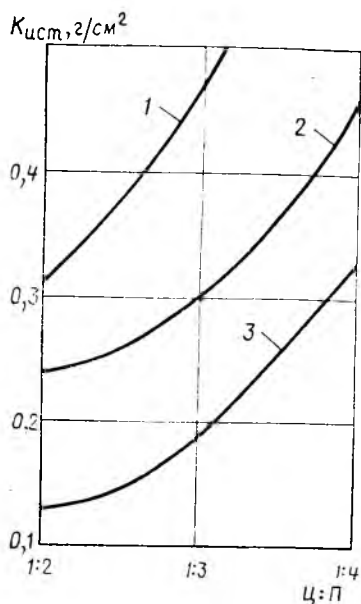


Рис. 1. Зависимость истираемости плит пола от Ц:П на основе разных видов ВНВ из белого портландцемента
1 — ВНВ-30; 2 — ВНВ-50; 3 — ВНВ-100

особо интенсивным движением или эксплуатируемых в жестких условиях, требующих минимальной истираемости покрытия или высокой водонепроницаемости. Для других условий эксплуатации полов целесообразно использовать ВНВ-50 и ВНВ-30.

Анализ кинетики набора прочности цементно-песчаных плит (рис. 2) при разном расходе белого ВНВ (Ц:П) показывает, что 80% марочной прочности бетон набирает в течение 24 ч.

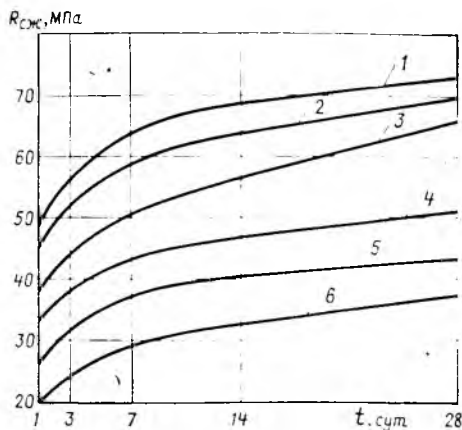


Рис. 2. Кинетика набора прочности цементно-песчаных плит в зависимости от вида и расхода ВНВ из белого портландцемента
1 — ВНВ-100, Ц:П=1:2; 2 — ВНВ-100, Ц:П=1:2,5; 3 — ВНВ-100, Ц:П=1:3; 4 — ВНВ-100, Ц:П=1:4; 5 — ВНВ-50, Ц:П=1:2,5; 6 — ВНВ-30, Ц:П=1:2,5

Высокая активность белого ВНВ и интенсивный набор прочности бетона на его основе в течение суток позволяют отказаться от термовлажностной обработки, что упрощает технологию изготовления плит и снижает энергозатраты. Замена части песка гравием или щебнем диаметром 5...10 мм позволяет снизить расход вяжущего, В/Ц и улучшить физико-механические свойства плит.

Для получения цветных плит можно использовать щелочестойкие, светостойкие минеральные пигменты (не

более 15% массы вяжущего). В качестве пигментов рекомендуется использовать железный сурик (окрашивает в красный и красно-коричневый цвет), окись хрома (зеленый цвет), ультрамарин (синий цвет) или голубой фталоцианиновый пигмент и перекись марганца (черный цвет). Как показали проведенные эксперименты, введение пигментов в количестве до 15% массы цемента практически не снижает прочностных показателей и увеличивает истираемость и водопоглощение. Это можно объяснить высокой дисперсностью пигментов, которые выполняют роль наполнителей, уплотняя структуру бетона.

Попытки окрасить пигментами бетон из ВНВ на традиционных портландцементных не достигали желаемого результата.

Выпуск вяжущего и плит пола на основе ВНВ из белого портландцемента организован в Московской области и к настоящему времени составляет более 12 000 плит размером 400×400×20 мм, т. е. около 2000 м².

Высокая прочность мелкозернистого бетона из ВНВ на основе белого портландцемента способствует уменьшению толщины плит с 25 и 30 до 20 мм.

Такой бетон морозостойкостью F300...F500 рекомендуется использовать не только для плит пола, используемых внутри помещений, но и для других декоративных наружных и внутренних отделок зданий и сооружений.

ВНИМАНИЮ СПЕЦИАЛИСТОВ

НИИЖБ, ВНИИжелезобетон, Молодежная секция МГП «Стройиндустрия» совместно с центром НТТМ «Эра», НТБ «Бетэком» с 10 по 15 мая 1990 года проводят XXII Международную конференцию молодых ученых и специалистов в области бетона и железобетона в Иркутске.

Работа конференции будет проводиться по следующим секциям:

- Свойства и технология производства строительных материалов
- Расчет и конструирование железобетонных конструкций и методы испытаний
- Технология производства строительных конструкций и возведение сооружений

Предварительное согласование на участие в конференции высказали специалисты из Англии, Аргентины, Болгарии, Италии, Канады, США, Франции, Швеции, Японии и других стран.

По материалам конференции планируется опубликование тезисов докладов участников конференции.

Адрес: 109428, Москва, 2-я Институтская ул., 6, НИИЖБ, СМУиС Оргкомитет.

Телефоны для справок: 174-84-38 Рагольский А. С.

174-80-22 Суркова О. В.

174-89-70 Ситников И. В.

174-82-04 Шейнфельд А. В.

К проблемам бетоноведения

Редакция продолжает [1] обсуждение проблем дальнейшего развития теоретического и практического аспектов бетоноведения. В ней наиболее полно сформулированы основные направления технического прогресса, обеспечивающие, главным образом, повышение прочности бетона. Они связаны с изучением структурообразования цементного камня с учетом поверхностных явлений, внедрением комплексных химических добавок и суперпластификаторов, повышением прочности цементов и применением специальных цементов, а также чистых заполнителей правильного гранулометрического состава.

Эти направления, на наш взгляд, не исчерпывают проблемы и не увязаны с механизмом формирования прочности композиционной структуры. Экспериментальный подход к определению прочности бетона бесперспективен, поскольку объясняет не все явления и не учитывает основных факторов, влияющих на формирование прочности.

Например, влияние свойств заполнителей на прочность бетона формула Бомлея ограничивает гранулометрическим составом, содержанием до определенного предела примесей и генетическим признаком. В то же время экспериментальные работы в нашей стране и за рубежом показывают, что применение щебня, полностью отвечающего техническим требованиям, но изготовленного из горных пород различных месторождений, изменяет прочность бетона до 50%, что соответствует изменению прочности бетона при замене марки цемента 400 на 600. Это свидетельствует о том, что качество цемента и крупного заполнителя в формировании прочности бетона равнозначно. С более полной оценкой качества заполнителей бетона связана перспектива повышения точности прогнозирования прочности бетона и его однородности. При этом значительную экономию цемента можно достигнуть нормированием расхода цемента в соответствии с качеством используемых заполнителей.

Второй пример. Тяжелый бетон плотной структуры, содержащий 55% щеб-

ня прочностью 150 МПа и более, 25% кварцевого песка прочностью, превышающей прочность щебня, и цементный камень прочностью 40 МПа и более, имеет прочность 20...30 МПа. В процессе приготовления бетона мы сталкиваемся с парадоксальным явлением. После обработки высокопрочных исходных материалов, перемешивания и тщательного уплотнения получаем конструкционный материал с прочностью в 4..5 раз меньше ожидаемой, т. е. прочность исходных материалов в тяжелом бетоне используется неэффективно. Современное состояние теории прочности не дает этому объяснения.

Бетон класса В22,5 обладает удельной прочностью (R_B/ρ) примерно 13, в то время как гранит и другие плотные магматические горные породы — более 50. Если бы была найдена структура с более полным использованием прочности горных пород, это, по крайней мере, в 4 раза снизило бы их массу по сравнению с бетоном и железобетоном, обладающими той же несущей способностью, а расход гранитного камня уменьшился бы вдвое по сравнению с его расходом в обычном бетоне.

Решение таких проблем обеспечило бы кардинальное ускорение научно-технического прогресса в области бетоноведения.

Как же сложилось такое положение, что теория прочности бетона до настоящего времени не получила необходимого развития, в то время как теория расчета прочности близкого по структуре материала — железобетона — разработана уже столетие назад? Трудности решения проблемы структурной прочности бетона связаны с его неоднородностью и рассеянными по объему дефектами, с тем, что направления поверхностей разрушения при сжатии нельзя поставить в простую связь с главными осями напряжений при однородном напряженном состоянии. Известно, что в общей теории структурно-неоднородных материалов должно быть отражено несколько критериев разрушения. К тому же, не принесли успеха попытки установить парную

корреляцию между прочностью бетона и различными механическими свойствами крупного заполнителя — прочностью при сжатии, прочностью при растяжении и деформативностью.

Все эти трудности преодолимы и теория структурной прочности бетона как композиционного материала может получить более полное развитие, основываясь на анализе механического взаимодействия элементов структуры при действии нагрузки и предпосылках, принимаемых в основу расчета железобетона и других композиционных материалов с упорядоченной структурой, учетом трансформации поля внутренних напряжений, вызванной неоднородностью структуры [2].

Из предварительных результатов таких исследований и практических выводов упомянем только следующие. Механическими свойствами щебня и раствора — элементов двухкомпонентной модели бетона, — формирующими прочность тяжелых бетонов, являются модули деформации щебня и раствора, отношение которых определяет степень концентрации напряжений на зернах щебня, и пределы прочности при растяжении щебня и раствора, обуславливающие сопротивление структурных элементов разрушению при возникновении внутренних сосредоточенных сил. Этими механическими свойствами следует оценивать качество крупного заполнителя бетонов, что позволит повысить точность прогнозирования прочности бетона, а также уменьшить расход цемента путем учета свойств заполнителей при нормировании.

По мере приближения к единице отношения модуля деформации щебня и модулю деформации раствора и вместе с этим уменьшения степени концентрации напряжений прочность при сжатии обоих компонентов используется более эффективно. Это наблюдается в легких бетонах с пористыми заполнителями. Концентрацию напряжений можно устранить использованием в качестве заполнителя элементов правильной геометрической формы с упорядоченным размещением в системе. Таким материалом может служить каменная кладка,

имеющая общую структурную основу с бетоном, т. е. представляющая собой сочетание цементного раствора и камня правильной геометрической формы, занимающего более 80% объема. Но и в такой кладке прочность камня на сжатие используется не более чем на 25% из-за того, что при традиционной укладке камня из-за неравномерности толщины растворного шва создается концентрация усилий, вызывающая деформации изгиба и местного сжатия. Поскольку прочность камня при растяжении низкая, такие деформации разрушают камень раньше, чем напряжения сжатия достигают предела прочности. В методе кладки устранить деформации изгиба и свести к минимуму концентрации напряжений можно изменением системы кладки без дополнительных затрат. Таким образом удается повысить прочность кладки до прочности камня [3], что позволяет создавать эффективные конструкции с минимальными затратами материальных ресурсов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Баженов Ю. М., Иванов Ф. М. Современные проблемы бетоноведения // Бетон и железобетон. — 1988. — № 1. — С. 4—6.
2. Гладышев Б. М. Механическое взаимодействие элементов структуры и прочность бетонов. — Харьков: Вища школа, 1987. — 167 с.
3. А. с. 815209 СССР, МКП Е 04 С 1/04. Кладка из штучных камней / Б. М. Гладышев // Открытия. Изобретения. — 1981. — № 11.

Новые книги Стройиздата

Байков В. И., Сигалов Э. Е. **Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов.** — 5-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1991 (I кв.). — 40 л.: ил. — IS BN 5-274-01528-X (в пер.): 1 р. 80 к., 80000 экз.

Изложены физико-механические свойства бетона и железобетона. Приведены основы теории сопротивления железобетонных элементов и способы их конструирования. Рассмотрены принципы проектирования железобетонных конструкций промышленных и гражданских зданий, вопросы расчета конструкций с применением ЭВМ. Даны примеры разработки курсовых проектов. Изд. 4-е вышло в 1985 г. и удостоено Государственной премии СССР. Изд. 5-е переработано и дополнено в соответствии с новой учебной программой современными техническими решениями и нормативными документами. В. И. Байков — лауреат Государственной премии СССР, заслуженный деятель науки и техники РСФСР, почетный доктор Веймарской высшей школы.

Для студентов строительных вузов

Нам пишут

УДК 693.56

И. И. КУКЛИС, А. К. РАЙЛА, инженеры (Вильнюсский завод ЖБК-1)

Опыт точного натяжения арматурных канатов

На заводе ЖБК-1 в Вильнюсе с середины 1987 г. освоен выпуск преднапряженных восемнадцатиметровых балок на силовых формах. Балки армируют канатами К-7 диаметром 15 мм мерной длины, которые натягивают гидродомкратами группами по 24 шт. в зависимости от характера армирования.

Канаты загатавливают под натяжением, что позволяет надевать на них зажимы, служащие технологическими анкерами, до сброса натяжения и избежать таким образом упругого последования материала каната, теряющего прямолинейность в свободном состоянии.

Подобная технология была ранее внедрена на заводе ЖБИ № 2 в Киеве*. В нашем случае повышена точность заготовки каждого арматурного каната и, следовательно, точность натяжения всех канатов.

Надетый на конец каната зажим НИИЖБа укладывают в каретку, которая от привода перемещается по направляющим вдоль длинного верстака. Достигнув конечного выключателя, каретка отклоняет его рычаг, и привод выключается. Далее абразивным диском, смонтированным на верстаке, достаточно точно отрезают канат и второй зажим надевают на его свободный конец. Во избежание случайных погрешностей из-за большого или меньшего выбега каретки после выключения привода рядом с линией заготовки на верстаке устанавливают два упора и пневматический домкрат за одним из них. Возле одного из упоров закрепляют градуированную линейку с ценой деления 1 мм. По линейке при необходимости производятся перемещение от руки ближайшего из зажимов и затем его подтяжка домкратом. Установленные таким образом зажимы обеспечивают повышенную точность натяжения всех канатов, напрягаемых группами.

Если принять для нашего случая допустимое отклонение напряжений $\pm \Delta\sigma_0 = 50$ МПа, то при изготовлении

конструкций длиной 18 м колебание расстояний между опорными поверхностями зажимов можно допустить $\Delta l = \pm 5,3$ мм*. В нашем производстве это значение меньше, следовательно, и меньше допустимого $\Delta\sigma_0$. Степень натяжения проверяют прибором. На готовых балках не наблюдалось бокового выгиба, который случается при неодинаковом натяжении арматуры.

Накопленный опыт работы показал, что надежность технологии в основном зависит от работоспособности применяемых зажимов. Изготовленные по ГОСТ 23117—78 зажимы НИИЖБа работают безотказно при соблюдении простейших требований по эксплуатации. В этом случае исключаются заедания губок зажимов, перекосы или поломки деталей.

Надевание зажима на канат требует 3...5 с, удаление концевой части арматуры после сброса нагрузки при распалубке также производится за несколько секунд. Такая безотказность достигается только при несложных правилах ухода за зажимами.

Своевременная смазка скользящих поверхностей захватных губок — одно из важнейших требований. Поскольку большое давление по месту примыкания губок и корпуса не удерживает на их поверхности масло с небольшой вязкостью, смазку следует производить пастой, которая проникает в микропоры металла и выдавливается из них при скольжении губок в каналах корпуса зажима при натяжении арматуры.

Необходимая частота смазки зависит от условий эксплуатации оборудования. На заводе ЖБК-1 силовые формы имеют паровые рубашки, и зажимы припариванию не подвергаются. Профилактический осмотр, чистка и смазка губок зажима производятся через каждые 5 циклов работы. Необходимость чистки и смазки зажима или замены поврежденных деталей определяется по его внешним признакам. Это легкое заклинивание губок при удалении арматуры после распалубки готового изделия, невозвращение губок в исходное положение после освобождения арматуры, проскальзывание арматуры в зажимах

* Скляр Б. Л., Горячев Б. П., Пастернак С. Я. Технология заготовки и натяжения канатов мерной длины // Бетон и железобетон. — 1986. — № 3. — С. 14—15.

при натяжении. Практика показала, что чем раньше удается обнаружить признаки повреждений или необходимость возобновления смазки и чистки зажимов, тем меньше приходится затрачивать времени на профилактический уход за ними.

На работоспособность зажимов влияет также состояние концевых участков напрягаемых канатов. Они должны быть соединены и не иметь больших заусенцев на торцах по месту обрезки. Наружный диаметр каната, включая мелкие заусенцы, не должен превышать 17 мм. Если этого требования не соблюдать, проволоки каната войдут в контакт с шайбой или винтовой пружиной зажима и приведут к их перекосам или деформации.

Поступающие к изготовителям железобетонных конструкций зажимы сопровождаются руководством по эксплуатации. Многие производители не всегда выполняют изложенные в нем требования, что влечет за собой потерю оперативной готовности оборудования к работе, а зачастую и повреждение зажимов при попытках расклинить захватные губки сильными ударами.

Натяжение арматуры является ответственной производственной операцией и доверять ее выполнение следует только подготовленным рабочим. Зажимы, которые являются инструментом для ее выполнения, должны быть учтены и периодически подвергаться контролю службой техники безопасности.

Опыт нашего предприятия еще раз доказал, что повысить уровень технологии производства невозможно без правильной и четкой его организации.

Новые книги Стройиздата

Предварительно напряженный железобетон: Зарубежный опыт / Под ред. К. В. Михайлова. — М.: Стройиздат, 1991 (III кв.). — 25 л. — ISBN 5-274-00627-2: 1 р. 10 к.

Рассмотрено состояние и перспективы применения в строительстве обычного и предварительно напряженного железобетона. Приведены наиболее важные сведения по исследованию материалов и конструкций. Освещен опыт использования предварительно напряженных конструкций в гражданских и производственных зданиях, а также в специальных инженерных сооружениях и в мостостроении. Автор — лауреат Государственной премии СССР, заслуженный деятель науки и техники РСФСР.

Для инженерно-технических и научных работников проектных, научно-исследовательских и строительных организаций.

УДК 69(470)•313»

Перспективы развития строительства Москвы

На такую тему состоялся семинар в МДНТП им. Ф. Э. Дзержинского. Докладчики уделили большое внимание внедрению достижений науки в строительную практику, новейшим научным разработкам в области конструкций зданий и сооружений, созданию новых материалов, оборудования и механизмов, технологии заводского и строительного производства, использованию средств автоматизации в управлении производством.

С интересом выслушали участники семинара доклад Б. А. Крылова о разработках НИИЖБа, рекомендуемых для внедрения в строительстве Москвы. В институте получено вяжущее низкой водопотребности (ВНВ), применение которого позволит экономить до 50% цемента при одновременном увеличении его активности и получить бетоны сверхвысоких классов (100..150 МПа). Бетоны такой высокой прочности могут заменить металл, а использование их при создании высокоэффективных тонкостенных элементов методом проката или экструзии позволит экономить до 30% металла. Бетоны на ВНВ обладают морозостойкостью F300..F500, высокой плотностью и достаточной стойкостью в агрессивных средах. Внедрение ВНВ позволит изменить технологию производства железобетона, перейти на литые смеси, сократить сроки тепловлажностной обработки. Для приготовления ВНВ используются суперпластификаторы типа С-3 или ЛСТМ, главным образом в порошкообразном виде.

В НИИЖБе проведены исследования по освоению струйной активации многокомпонентных цементов ТМЦ с разными минеральными добавками. Применение вяжущих струйной активации с использованием добавок зол и шлаков позволяет экономить до 25..30% портландцемента. Дальнейшее массовое производство тяжелых бетонов (80% всего выпуска бетонов различных видов) будет осуществляться в условиях возрастающего дефицита песка и щебня при бурном накоплении отходов других производств, большую часть которых мож-

но использовать в технологии бетона. К концу столетия обычный тяжелый бетон станет многокомпонентным композиционным материалом, состоящим из традиционных составляющих, микронаполнителей, пластификаторов и других добавок.

НИИЖБ совместно с Институтом нефтехимических процессов АН АзССР и Московским НПО «НИОПИК» получил пластификатор бетонной смеси «Оманс» из дешевого недефицитного сырья нефтеперерабатывающей промышленности. «Оманс» выпускается в жидком и сухом виде, имеет сильное пластифицирующее действие и не ухудшает прочностные показатели бетона.

В институте найдены пути снижения плотности керамзитобетона его поризацией воздухововлекающими добавками, пеной или газом. Разработаны взрыво- и пожаробезопасный газообразователь, способы удобоукладываемости вспучиваемой керамзитобетонной смеси, а также технология производства изделия. Из керамзитогазобетона изготовлены качественные однослойные стеновые ограждения. Такие технологии применяют и в заводском производстве, и в монолитном домостроении. Плотность керамзитобетона при поризации его газом снижается на 200..300 кг/м³.

В НИИЖБе усовершенствованы конструкции легких бетонов, создано несколько видов конструкций панелей стен с повышенным термическим сопротивлением.

Для однослойных ограждающих конструкций разработан керамзитополстиролбетон, в котором часть крупного и мелкого заполнителей заменена вспененными полистирольными гранулами с насыпной плотностью 25..40 кг/м³. Использование легких полистирольных гранул позволяет снизить среднюю плотность бетона на 100..150 кг/м³ и повысить термическое сопротивление стены до 25%. При сохранении заданной подвижности бетонной смеси расход воды затворения уменьшается на 10..15%, благодаря чему снижается отпускная влажность легких бетонов. Выпуск однослой-

ных панелей из керамзитополстиролбетона освоен в нескольких регионах страны.

Для получения дополнительной жилой площадки и улучшения планировочных решений при реконструкции кирпичных жилых домов НИИЖБом предложено использовать в качестве материала для надстроек мелкие блоки из ячеистого бетона, который можно резать на элементы любых размеров и форм. Теплофизические показатели такого бетона более высоки, чем других строительных материалов, уступая лишь древесине.

Разработаны также трехслойные панели из легких бетонов с утеплителем из низкотемпературных легких бетонов (например, полистиролбетона средней плотностью 350..400 кг/м³). Термическое сопротивление панелей примерно в 1,5 раза выше, чем однослойных той же толщины. Эти конструкции имеют достоинства однослойных панелей.

НИИЖБ с участием других организаций разработал стале-, стекло-, базальто-, полимерфибробетоны — эффективные композиционные материалы, имеющие в несколько раз более высокую прочность на растяжение, ударную вязкость, трещиностойкость и долговечность, чем обычный железобетон. С использованием фибробетонов можно создавать строительные конструкции эффективных сечений, в частности тонкостенные и со сложной конфигурацией, улучшить архитектурно-строительные качества возводимых зданий и сооружений. Эффективны сваи с головами из сталефибробетона, складчатые элементы, кольца круглых колодцев, а также сталефибробетонные элементы несъемной опалубки различного назначения.

Созданы конструктивные решения тонкостенных оболочек из сборных гнущих элементов и технология, позволяющая разнообразить геометрические элементы для сооружений пролетами до 20 м. Наиболее перспективны из таких элементов сооружения стоянок автомобилей и автостанций, детские площадки, цветочные и другие магазины. По разработанной технологии можно изготавливать элементы на небольших площадях, с минимальными затратами и высокой производительностью для общественных зданий с малыми и разнообразными архитектурными формами.

В НИИЖБе изучено применение железобетона в машиностроении. Для некоторых заводов страны изготовлены железобетонные станины металлообрабатывающих станков, опорные и базовые конструкции агрегатированного оборудования и др. На заводе Мосмасмаш внедряются опорные конструкции нагнетательного оборудования, на Карачаров-

ском механическом — опорные рамы лифтового оборудования, а на заводе «Красный пролетарий» — железобетонные основания токарных станков нового поколения повышенной точности. Внедрение железобетонных опорных и базовых конструкций на других московских заводах позволяет сократить расход металла по заменяемым деталям на 80% и улучшить экологию производства.

В институте созданы специальные биоцидные строительные растворы и бетоны, предупреждающие появление и развитие микроорганизмов (бактерий и грибов) на поверхностях строительных конструкций предприятий мясной, молочной, кондитерской и других отраслей промышленности, гидротехнических зданий и сооружений. Такие растворы и бетоны используются при строительстве мясокомбината и молочного завода в Ворошиловграде, операционной в Киеве. Отделка помещений биоцидными материалами удлинит межремонтные сроки и улучшает санитарно-экологические условия в эксплуатируемых помещениях.

Ведутся работы по защите железобетонных конструкций фундаментов и свай в сильноагрессивных природных и техногенных грунтовых средах. Разработаны две новые эффективные технологии пропитки бетона химически стойкими полимерными материалами. Одну из них успешно используют для пропитки свай на строительстве Тенгизского нефтегазового комплекса в сложных гидрогеологических условиях, вторую применяют на Чимкентском и Джамбульском заводах ЖБИ. Технология основана на электрофизическом методе пропитки. Пропиточным материалом служат экологически чистые взрыво- и пожаробезопасные водные дисперсии полимеров. Пропитка производится сразу после тепловлажностной обработки и длится не более 30 мин. Технология не имеет аналогов ни в СССР, ни за рубежом.

С участием НИИЖБа на основе отходов ТЭЦ-22 получен высокоэффективный наполнитель со стекловидной структурой типа «азерит», применение которого позволит снизить плотность бетона по сравнению с керамзитобетоном до 300 кг/м³. Рационально использование зол ТЭЦ при изготовлении мелкозернистых бетонов, требующих повышенного (до 30%) расхода цемента по сравнению с обычным тяжелым бетоном. Внедрение зол и других дисперсных минеральных добавок совместно с пластификаторами обеспечит экономию 100..150 кг цемента на 1 м³ мелкозернистого бетона.

Сообщение научного сотрудника ОНИЛцемента Ю. Э. Васильева было посвящено цементам с повышенной активностью при тепловлажностной обра-

ботке бетона. Эксперименты показали, что формирование технических свойств цементного камня на одном и том же вяжущем протекает в различных условиях твердения по-разному. Особыми условиями, влияющими на процессы образования структуры цементного камня из вяжущего одного и того же состава, являются температура и влажность твердения. Оптимальные условия твердения для этих цементов неодинаковы, и недоучет этого при тепловлажностной обработке может вызвать их перерасход и ухудшение свойств бетонов. Эффективно и экономически целесообразно применять для производства сборных бетонных и железобетонных конструкций, проходящих тепловлажностную обработку, тонкомолотый малоклинкерный шлакопортландцемент с содержанием доменного гранулированного шлака до 70% с удельной поверхностью около 4000 см²/г вместо рядовых портландцементов.

О научно-технических разработках НИИмосстроя в области дальнейшей индустриализации строительства Москвы сообщил Е. Д. Белоусов. По предложению этого института для строительства бетонных сооружений, к которым предъявляются высокие требования по прочности, морозостойкости, водонепроницаемости, применяют литые бетонные смеси, получаемые из жестких смесей путем введения суперпластификаторов в количестве 0,5..0,7% массы цемента. Это позволяет экономить 8% цемента, обходиться без использования передвижных электростанций, катков, вибраторов, укладочных и уплотняющих машин, улучшить условия труда.

Некоторые разработки НИИмосстроя направлены на повышение производительности труда и экономии материально-технических ресурсов в дорожном строительстве. Среди них — дорожные основания из тощего (укатываемого) бетона класса В7,5 с расходом 100...110 кг цемента марки 400 на 1 м³ смеси вместо пластичного бетона класса В15 с расходом цемента 280 кг. Основание из тощего бетона на 10..20% толще основания из пластичного бетона. Благодаря большей деформативной способности и трещиностойкости тощего бетона повышается работоспособность дорожной одежды. Экономический эффект составляет 1,23 тыс. р. на 1000 м²; снижение трудозатрат — 26 чел.-дн.

Здесь же разработаны основания из уплотняемых щебеночных смесей. Необходимость этой разработки вызвана тем, что основания из бетона класса В15 под асфальтобетонные покрытия имеют недостаточные прочность на изгиб и трещиностойкость. Основания из уплотня-

емых щебеночных смесей этого недостатка не имеют.

Обстоятельный доклад о новых индустриальных конструкциях, изделиях и материалах для строительства Москвы сделал О. А. Кирюшин (ППО «Моспромстройматериалы»). На предприятиях объединения осуществляются мероприятия по повышению качества и степени заводской готовности изделий, а также уровня индустриализации строительства. Сооружение объектов социального и культурно-бытового назначения отставало от возведения жилья из-за низкого уровня индустриализации и велось, как правило, из каркасно-панельных блочных конструкций, включая в себя немало мелких и ручных операций. Чтобы ликвидировать это отставание, заводы объединения освоили выпуск новых конструкций и изделий в крупнопанельном исполнении. В первую очередь было освоено производство деталей для детского дошкольного учреждения на 12 групп с пристроенным бассейном и школы на 33 класса. В них применили трехслойные керамзитобетонные панели наружных стен, преднапряженные плиты перекрытия шириной 3 м, одно- и двухконсольные панели внутренних стен с использованием элементов перекрытий с контактным стыком, 12-метровые трехслойные железобетонные плиты покрытия залов, керамзитобетонные трехслойные плиты покрытия, индустриально укладываемые на железобетонные перекрытия, новые типы сборных сантехкабин и др.

Если раньше для строительства детского сада требовалось 515 панелей наружных стен, то новых укрупненных — лишь 233. Почти вдвое уменьшилось и число панелей, необходимых для сооружения школы. Соответственно ускорился монтаж зданий, сократились затраты труда. Теперь монтаж здания ведет бригада из 18...20 чел. вместо 48...50. Поскольку эти изделия унифицированы, из них можно монтировать не только школы и детские сады, но и объекты здравоохранения и др. Панели стен для этих зданий имеют повышенное сопротивление теплопередаче: между двумя слоями керамзитобетона в них закладывают пенопласт.

Раньше работы по устройству тепло- и гидроизоляции кровли выполняли большей частью на строительных площадках, со значительной долей ручного труда. Благодаря выпуску кровельных керамзито- и железобетонных панелей полной степени заводской готовности на стройке остается лишь смонтировать их и заделать между ними стыки; ручные работы сводятся к минимуму.

Промышленность освоила свыше 350

новых марок изделий для крупнопанельных объектов культурно-бытового назначения. В их числе — объемные железобетонные ванны размером 7×3 м и обходные дорожки для детских дошкольных учреждений со встроенным бассейном, объемные элементы шахт лифтов всех типов и коммуникационных ниш, санитарно-технические кабины с отделкой стен декоративным рулонным материалом из вспененного поливинилхлорида для строительства лечебных зданий.

Заводы объединения наладили выпуск индустриальных трехслойных железобетонных панелей наружных и внутренних стен с эффективным утеплителем для многоэтажных промышленных зданий, колонн на несколько этажей и колонн сечением 500×500 мм с удлиненной консолью, сборных железобетонных фундаментов стаканного типа под колонны, сборных элементов грузовых шахт лифта, керамзитобетонных простенков для производственных зданий (применение которых позволяет сократить ленточное остекление и уменьшить теплопотери зданий), плиты покрытия с готовыми отверстиями под стаканы и др.

На заводах объединения организовано производство изделий для одноэтажных промышленных зданий размерами в плане 36×12 и 36×15 м, высотой 7,5 м с подвесными кран-балками грузоподъемностью до 5 т, а также крупнопанельных конструкций для одноэтажных зданий цехов по выработке колбасных изделий — внутренних и наружных керамзитобетонных панелей высотой 6 м и 12-метровые железобетонные трехслойные плиты покрытия в среднем пролете.

Освоение выпуска крупнопанельных конструкций для зданий АТС с высотой этажа 4,2 м позволило монтировать их надземную часть за 1 мес, в то время как каркасное здание сооружали в течение года. В АТС нового типа используются такие индустриальные конструкции, как ригель-плита на пролет 6 м Т-образная стойка-колонна, преднапряженные плиты перекрытия шириной 3 м несущие керамзитобетонные панели наружных стен.

В результате совершенствования и укрупнения конструкций, снижения объемов кирпичной кладки, переноса части отделочных работ со строек в заводские условия, повышения монтажной готовности изделий сократились затраты труда на строительных площадках, сроки строительства, повысилось его качество, достигнута экономия различных ресурсов.

Дальнейшее повышение индустриализации предусматривается МНИИТЭПом при проектировании 4-, 7- и 9-этажных жилых домов нового поколения, в ко-

торых будут использованы трехслойные панели наружных стен, плиты перекрытий шириной 3 и 3,6 м, кровля современной конструкции, новые типы сантехкабин и др.

Проектные организации разрабатывают проекты административно-бытовых корпусов в крупнопанельных конструкциях вместо каркасных, реализация которых позволит снизить расход металла 20 и затрат труда на монтаж на 25%.

Промстройпроект совместно с ППО «Моспромстройматериалы» и НПО «Мосгоршам» унифицировали сечения колонн и внедрили в строительство крупноразмерные промышленные здания. Разработчики предложили укрупненные сетки колонн 12×12, 12×18, 12×24 м. Применение более крупной сетки колонн облегчает процесс модернизации производства, позволяет организовать технологический поток вдоль и поперек пролетов, улучшить условия труда в цехах, сократить сроки строительства одноэтажных промышленных зданий за счет отказа от подстропильных конструкций, использования плит покрытия размером 12×3 (вместо 3×6 м), а в перспективе панелей наружных стен длиной 12 м.

О внедрении прогрессивных технологий изготовления железобетонных конструкций сообщила В. А. Подлесных (КТБ «Мосоргстройматериалы»). На заводах ППО «Моспромстройматериалы» вместо части цемента используют золы ТЭС. Так, на Лианозовском комбинате строительных материалов и конструкций осваивается новая технология введения золы ТЭС в виде зольного шлама. Здесь смонтирована технологическая линия, включающая шлам-бассейн с дозатором жидкости, насос для подачи зольного шлама в емкость дозирования и весовой дозатор. Эксперименты показали стабильность качественных показателей керамзитобетона и возможность снижения расхода цемента на 5...7% на 1 м³. Такая технологическая схема пригодна и для бетоносмесительных узлов, выпускающих тяжелый бетон с использованием зольного шлама вместо части цемента.

Для изготовления железобетонных изделий промышленность выпускает металлические формы, оснащенные разнообразными инвентарными механическими фиксаторами, для применения которых нужны отверстия в закладных деталях и на формах. Отверстия требуют постоянной очистки. Кроме того, тратится время на установку и съем фиксаторов в процессе изготовления изделий. В КТБ созданы стационарные магнитные приспособления на основе постоянных оксидно-бариевых керами-

ческих магнитов. Они встраиваются в металлическую форму в местах установки закладных деталей (существующие способы фиксации закладных деталей малопригодны, так как отверстия на форме в местах расположения закладных деталей нарушают целостность паровой рубашки формы-установки). Использование магнитных фикси-

рующих приспособлений облегчило установку закладных деталей по месту их расположения. Магнитное устройство применяют и как фиксирующее крепление бортозастакки.

На комбинате ЖБК № 2 усовершенствованы конструкция и технология изготовления арматурных изделий и закладных деталей лестничных площадок

и навесных стенок лоджий панельных домов серий П30, П46, П55, за счет этого сокращен расход арматурной стали почти на 275 т и получен экономический эффект около 200 тыс. р.

Б. И. РЯБОШАПКО,
инж. (трест Мосоргстрой)

Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 624.01.46.001(477)

Состояние и перспективы развития преднапряженных железобетонных конструкций в УССР / А. Л. Гайна, П. И. Кривошеев, Ю. А. Катруца, П. М. Турчин // Бетон и железобетон. — 1990. — № 4. — С. 3—5.
Проанализированы тенденции развития производства преднапряженных железобетонных конструкций в УССР, дана оценка основных направлений технического прогресса в этой области. Изложены специфические особенности Украины в дальнейшем совершенствовании конструктивных решений, повышающих индустриальность и снижающих материалоемкость строительства. — Табл. 2. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.073

Работа широких преднапряженных многопустотных плит, опертых по трем сторонам / В. Г. Крамарь, С. И. Атоян, А. М. Мхикян и др. // Бетон и железобетон. — 1990. — № 4. — С. 12—14.
Рассмотрены результаты исследования прочности и трещиностойкости многопустотных широких панелей, опираемых по трем сторонам и имеющих напрягаемую арматуру только в направлении большого пролета. Установлено наиболее оптимальное расположение преднапряженной арматуры по ширине плит. — Ил. 2, табл. 3. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.016:693.564.(45+57)

Маркаров И. А., Филаретов М. Н. Конструктивно-технологические особенности каркасно-панельных зданий с натяжением арматуры в построечных условиях в СССР // Бетон и железобетон. — 1990. — № 4. — С. 17—19.
Изложены особенности каркасно-панельных зданий с преднапряженной арматурой, натягиваемой в процессе монтажа. Приведены технико-экономические показатели и новые данные результатов проведенных испытаний фрагментов перекрытий зданий различного назначения. — Ил. 4, табл. 1.

УДК 624.21.093

С. В. Семенов. Пролетные строения для скоростного круглодвигного строительства мостов // Бетон и железобетон. — 1990. — № 4. — С. 19—20.
Разработаны конструкции пролетных строений из железобетонных сводчатых плит длиной 12 м. На основании всесторонних исследований установлена эффективность сводчатых плит по сравнению с типовыми конструкциями. — Табл. 1.

УДК 624.21.093

Белов Б. П., Серегин И. Н., Вейцман С. Г. Технология инъецирования арматурных каналов мостовых конструкций // Бетон и железобетон. — 1990. — № 4. — С. 23—25.
Актуальным фактором предохранения арматуры от коррозии является заполнение каналов цементным раствором под давлением как в летних, так и в зимних условиях. — Ил. 4.

УДК 624.016:693.56

Каркасы производственных зданий из унифицированных преднапряженных центрифугированных элементов / Т. М. Пецольд, Г. П. Пастушков, В. Г. Казачек // Бетон и железобетон. — 1990. — № 4. — С. 25—27.
Изложены результаты исследований, проектирования и применения преднапряженных центрифугированных элементов для строительства одно- и многэтажных производственных зданий. Показаны возможности экономии материалов, трудозатрат и денежных средств при их использовании. — Ил. 3. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.012:69.059.4

Кудзис А. П. Оценка долговечности при расчете преднапряженных железобетонных конструкций // Бетон и железобетон. — 1990. — № 4. — С. 29—31.
Приведена методика расчета конструкций на долговечность при наличии и отсутствии повторно-переменной во времени нагрузки. — Ил. 2. — Библиогр.: 1 назв.

УДК 624.075.23:539.3/4

Поляков С. В., Кулыгнн Ю. С., Еримбетов Б. Т. Исследование прочности колонн по нормальным сечениям при действии сейсмических нагрузок // Бетон и железобетон. — 1990. — № 4. — С. 34—35.
Приведены результаты экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния и прочности железобетонных колонн по нормальным сечениям при действии сейсмических нагрузок. Предложен метод расчета прочности колонн по нормальным сечениям при сейсмических нагрузках. — Ил. 1, табл. 1. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.012.41:539.4

Болдышев А. М., Плевков В. С. Прочность нормальных сечений железобетонных элементов // Бетон и железобетон. — 1990. — № 4. — С. 38—39.
Приведено обобщенное условие прочности нормальных сечений железобетонных элементов. Предложенная методика расчета прочности нормальных сечений позволяет существенно упростить прямое и обратное проектирование железобетонных элементов при действии нескольких сочетаний усилий, получая при этом оптимальное армирование элемента. — Ил. 3. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 666.972.127

Наназашвили В. И., Бабаев Ш. Т. Декоративные плиты пола на основе ВНВ из белого портландцемента // Бетон и железобетон. — 1990. — № 4. — С. 40—41.
Приведены результаты исследования износостойкости декоративных плит пола с применением ВНВ на белом портландцементе. Показана возможность получения ВНВ с $НГ=18\%$, основные свойства которого превосходят исходный белый портландцемент. Установлено, что применение ВНВ на белом портландцементе позволяет исключить термо-влажностную обработку, уменьшить толщину плиты и повысить их износостойкость. — Ил. 2, табл. 2.

Markarov N. A., Shagin A. L. Session of the FIP National Committee
 Gajna A. L., Krivosheev P. I., Katruza Yu. A., Turtchin P. M. State and outlook of development of prestressed reinforced concrete structures in the Ukrainian soviet socialist republic
 Mikhailov K. V., Evgenjev I. E., Aslanova L. G. Application of non-metallic reinforcement in concrete
 Shagin A. L., Zemlakov V. L., Moiskyj M. M. New kinds of glassfibre plastic reinforcement
 Markarjan T. G., Mkhikjan R. M., Velidzhanjan S. V. Technology of production of glass-fibre reinforced concrete articles
 Kramar V. G., Atojan S. I., Mkhikjan A. M., Tchalkatryan D. A., Ajvazov R. L. Work of wide prestressed multi-voided slabs supported on three sides
 Shtcherbakov E. N. Grounding of normative base of concrete deformations for calculation of prestressed structures
 Markarov N. A., Philaretov M. N. Constructive-technological peculiarities of frame-panel buildings with a tension of reinforcement in site
 Semeunov S. V. Span structures for high-speed construction of bridges during whole year round
 Belov B. P., Sereugin I. N., Vejtsman S. G. Technology of injection of reinforcement canals of bridge structures
 Sungatullin Ya. G. Precast-monolith tunnels and structures of cycle zero built in the open air
 Petsold T. M., Pastushkov G. P., Kazatchek V. G., Smirnov S. G., Zikeev L. N., Pavlukevitch G. A., Avrushtchenko Sh. I. Frames of industrial buildings from unified prestressed centrifugated elements
 Minin E. M., Romanov S. A. Floating structures from precast prestressed reinforced concrete
 Kudzis A. P. Estimation of durability making calculation of prestressed reinforced concrete structures
 Sammal O. Yu. Modern apparatus for control of prestressed structures quality
 Polakov S. V., Kulygin Yu. S., Erimbetov B. G. Investigation of strength of columns according to normal sections under action of seismic loads
 Kvirikadze O. P. Interpolation formulas for determination of initial module of concrete elasticity

Markarov N. A., Chaghine A. L. La session du Comité National de la FIP
 Gajna A. L., Krivosheev P. I., Katrouisa Yu. A., Tourtchine P. M. L'état et les perspectives de développement des structures précontraintes en béton armé dans la république socialiste soviétique d'Ukraine
 Mikhailov K. V., Evghenjev I. E., Aslanova L. G. L'application des armatures non-métalliques en béton
 Chaghine A. L., Zemljakov V. L., Moiskyj M. M. Les nouveaux types des armatures en verre-plastique
 Markarjan T. G., Mkhikjan R. M., Velidzhanjan S. V. La technologie de la fabrication des produits en béton sur les fibres de verre
 Kramar V. G., Atojan S. I., Mkhikjan A. M., Tchalkatryan D. A., Ajvazov R. L. Le service des larges dalles précontraintes à plusieurs vides appuyées sur les trois côtés
 Shtcherbakov E. N. L'argumentation pour la base normative des déformations du béton pour les calculs des structures précontraintes
 Markarov N. A., Philaretov M. N. Les particularités constructives et technologiques des bâtiments en carcasses-panneaux avec la tension des armatures dans les conditions du chantier
 Semeunov S. V. Les structures des arches pour la construction accélérée des ponts pendant l'année entière
 Belov B. P., Sereughine I. N., Vejtsman S. G. La technologie d'injection des canaux des armatures utilisées pour les structures des ponts
 Sungatoulline Ya. G. Les tunnels préfabriqués-monolithes et les ouvrages de cycle nul construits en plein air
 Petsold T. M., Pastouchkov G. P., Kazatchek V. G., Smirnov S. G., Zikéev L. N., Pavlukevitch G. A., Avroutchenko Ch. I. Les carcasses des bâtiments industriels en éléments unifiés centrifugés précontraints
 Minin E. M., Romanov S. A. Les ouvrages flottants en béton armé préfabriqué précontraint
 Koudzis A. P. L'évaluation de la durabilité pendant le calcul des structures précontraintes en béton armé
 Sammal O. Yu. L'appareillage moderne pour le contrôle de qualité des structures précontraintes

Markarov N. A., Schagin A. A. Session des FIP-Nationalkomitees
 Geina A. L., Krivoschejev P. I., Katruza Ju. A., Turtchin P. M. Stand und Entwicklungsperspektiven von vorgespannten Stahlbetonkonstruktionen in der Ukrainischen Sozialistischen Sowjetrepublik
 Mikhailov K. V., Jeugnev I. Je., Aslanova L. G. Anwendung von nichtmetallischer Bewehrung im Beton
 Shagin A. L., Semljakov V. L., Mojskij M. M. Neue Arten von Geweben aus glasfaserverstärktem Plast
 Markarjan T. G., Mchikjan R. M., Velidzhanjan S. V. Herstellungstechnologie von Glasfibrbetonerzeugnissen
 Kramarj V. G., Atojan S. I., Mchikjan A. M., Tschalkatryan D. A., Eivasov R. L. Verhalten von breiten hohlraumreichen vorgespannten dreiseitig aufliegenden Platten
 Shtcherbakov Je. N. Darlegung der normativen Grundlage von Belondeformationen für Berechnungen von vorgespannten Konstruktionen
 Markarov N. A., Filaretov M. N. Konstruktiv technologische Besonderheiten von Skelettplattengebäuden mit Spannen der Bewehrung in Baubedingungen
 Semjonov S. V. Tragwerke für ganzjährige Schnellbauweise von Brücken
 Belov B. I., Serjogin I. N., Veizman S. G. Injektionstechnologie von Bewehrungskanälen in Brückenkonstruktionen
 Sungatullin Ja. G. Mit offenem Verfahren zu errichtende Montageverbundtunnel und Bauwerke mit Nullzyklus
 Pezold T. M., Pastuschkov G. P., Kasatschek V. G., Smirnov S. G., Sikejev L. N., Pavljuckevitsch G. A., Avrustschenko Sch. I. Gerippe von Produktionsgebäuden aus einheitlichen vorgespannten zentrifugierten Bauelementen
 Minin Je. M., Romanov S. A. Schwimmende Bauwerke aus vorgefertigtem Spannbeton
 Kudzis A. P. Bewertung der Dauerhaftigkeit bei Berechnung von vorgespannten Stahlbetonkonstruktionen
 Sammal O. Ju. Moderne Apparatur für Gütekontrolle von vorgespannten Konstruktionen
 Poljakov S. V., Kuljgin Ju. S., Jerimbetov B. T. Untersuchung der Stützensfestigkeit nach Normalquerschnitten unter Einwirkung von seismischen Beanspruchungen

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

Технический редактор Е. Л. Сангурова

Корректор Н. А. Шатерникова

Сдано в набор 13.02.90.
 Печать высокая.

Подписано в печать 26.02.90.
 Бумага книжно-журнальная.

T-08408
 Усл. печ. л. 6,0
 Тираж 1376 экз.

Зак. 104

Усл. кр.-отт. 6,75.
 Формат 60×90/16.
 Уч.-изд. л. 8,16.
 Цена 60 коп.

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

Подольский филиал производственного объединения «Периодика»
 Государственного комитета СССР по печати
 142110, г. Подольск, ул. Кирова, 25

Издания НИИЖБа в 1990 — 1991 гг.

СБОРНИКИ

Новые экспериментальные исследования и методы расчета железобетонных конструкций.

Расчет, конструирование и технология изготовления бетонных и железобетонных изделий (сборник молодых специалистов 1989 г.).

Исследование и применение химических добавок в бетонах.

Самонапряженные и непрерывно армированные конструкции

Предварительно напряженные железобетонные конструкции зданий и сооружений.

Исследование ячеистых бетонов и конструкций.

Бетонные конструкции машин и оборудования.

Свойства и особенности применения в железобетоне современных видов стержневой арматуры.

Защита бетона и железобетона от коррозии.

Технология и свойства защитных П-бетонов.

Расчет, конструирование и технология изготовления бетонных и железобетонных изделий

*Заказы на издания НИИЖБа следует направлять по адресу:
109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, ОНТИ НИИЖБ*

НОВОСИБИРСКИЙ ФИЛИАЛ ЭКБ МИНУРАЛСИБСТРОЯ РСФСР

широко известен своими разработками в области преднапряженного железобетона. Диапазон наших услуг — от передачи заказчику технической документации до запуска изделий в серийное производство. Наш девиз — эффективность, оперативность, качество.

Сегодня мы предлагаем заводам стройиндустрии новые разработки, выполненные в техническом содружестве с НИИЖБ Госстроя СССР.

ПРЕДНАПРЯЖЕННЫЕ БОРТОВЫЕ КАМНИ ДЛИНОЙ 6 М

Изготовить и уложить в обрамление внутриквартальных дорог один 6-метровый камень проще и дешевле, чем два типовых 3-метровых. Заодно можно в 2...3,5 раза сократить расход арматурной стали. Армирование — на выбор: или один стержень, натягиваемый электротермическим методом, или две проволоки, натягиваемые грузовой установкой.

РЕБРИСТЫЕ ПЛИТЫ ПРОЛОТОМ 12 М СО СМЕШАННЫМ АРМИРОВАНИЕМ

Не нужно никакой переделки форм, оснастки и технологии, чтобы в обычных типовых плитах размерами 3×12 и $1,5 \times 12$ м сэкономить от 11 до 39 кг стали на 1 м^3 изделий. Требуется лишь немного изменить арматурные каркасы, а взамен этого исключить по одному напрягаемому стержню в ребре.

БАЛКИ ПОКРЫТИЙ ПРОЛОТОМ 12 М ДЛЯ ПЛОСКОЙ И ОДНОСКАТНОЙ КРОВЛИ

В типовых балках серии 1.462.1-1/81 принят бетон классов В45...В50 (марок М500...М600). На сегодня — это вещь мало-реальная. Переработанные чертежи позволяют обойтись бетоном класса не выше В40 (марки М500), а смешанное армирование дает к тому же от 20 до 80 кг экономии стали на 1 м^3 изделий.

*Наш адрес: 630076, Новосибирск, ул. Фрунзе, 2а.
Телефоны: 21-88-09, 21-88-48.*

