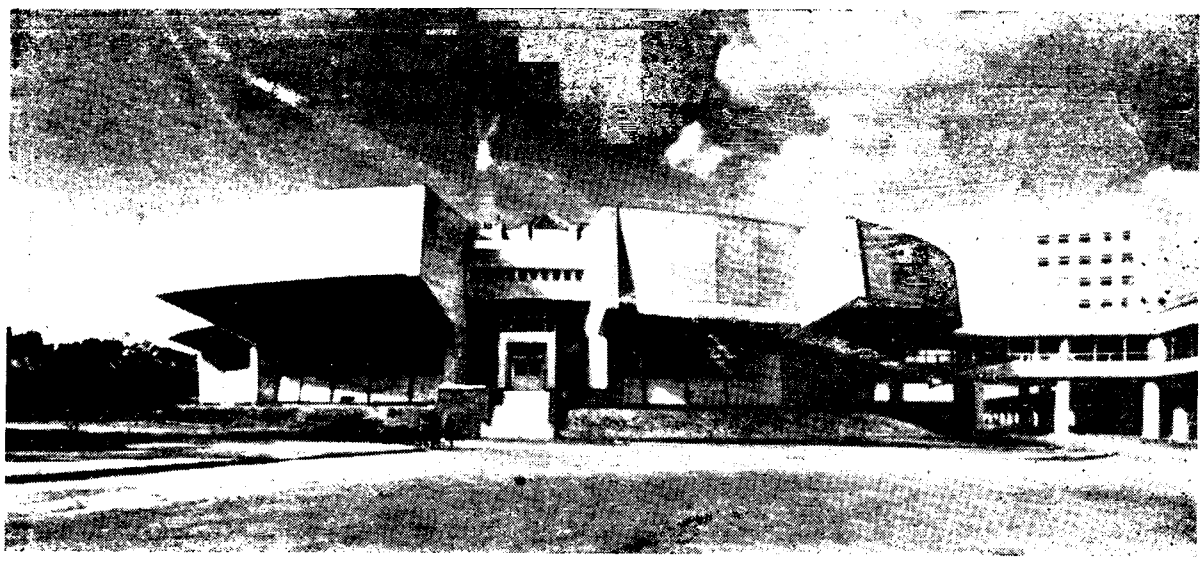
ISSN 0005-9889

# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

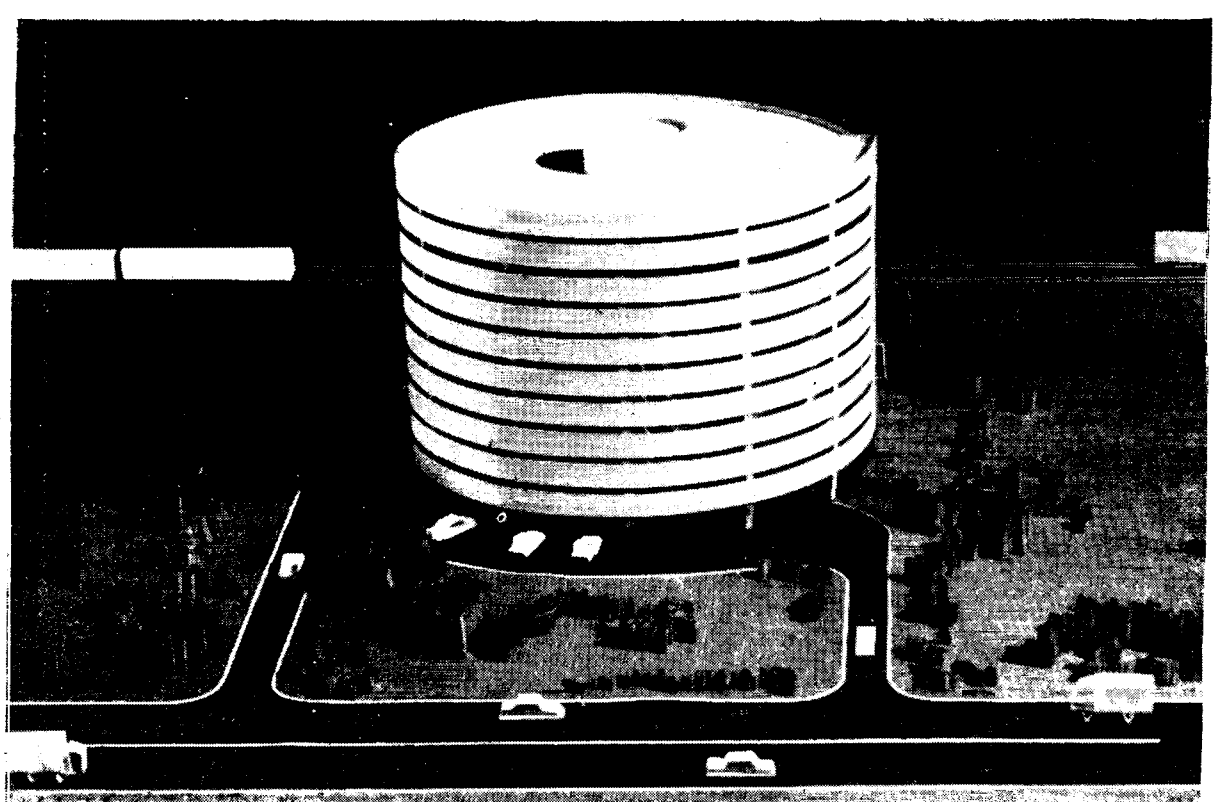
4
1988

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru



Здание аудиторного корпуса МИСИ им. В. В. Куйбышева в монолитном железобетоне

Макет здания автокомбината в монолитном железобетоне



(к статье Ю. А. Дыховичного «Монолитный железобетон в строительстве Москвы»)

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

*Пролетарии всех стран, соединяйтесь!*

ЕЖЕМЕСЯЧНЫЙ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ И ПРОИЗВОДСТВЕННЫЙ ЖУРНАЛ

# БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

**4** (397)

ИЗДАЕТСЯ с апреля 1955 г.

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО СТРОИТЕЛЬНОГО КОМИТЕТА СССР

**Апрель 1988**

## Содержание

**Решения XXVII съезда КПСС — в жизнь!**

Госприемка в действии . . . . . 2

**Монолитное строительство**

*Дыховичный Ю. А.* Монолитный железобетон в строительстве Москвы . . . . 4

*Додонов М. И., Бактыгулов К. Б.* Сборно-монолитное перекрытие со стальными профилированными настилами . . . . . 7

**Конструкции**

*Дех О. С., Будагянц Л. И., Чушкин А. П.* Самонапряженное стыкование растянутых элементов емкостных конструкций . . . . . 10

*Бабков В. В., Попов А. В., Колесник Г. С., Нуриев Ю. Г., Якушин В. А.* Роль прочности бетона и косвенной арматуры в обеспечении ударостойкости свай . . 12

**Бетоны**

*Грызлов В. С., Каптюшина А. Г.* Изменение теплопроводности шлакобетона в процессе эксплуатации . . . . . 14

*Арбузова Т. Б.* Добавка для омоноличивания стыков сборного железобетона . . 15

**Заводское производство**

*Прокопович А. Д.* Технологическая линия для изготовления объемных элементов сборных силосов элеваторов . . . . . 18

*Топильский Г. В., Мелихов В. И., Маврин К. А., Пипа А. Г., Позанкевич Л. В.* Пропитка виброгидропрессованных труб талькосиликатной композицией . . . 20

*Гельфон И. М.* Повышение производительности труда при натяжении арматуры 21

*Абрамов В. П., Шмалько В. В., Виноградов В. П., Соловьянчик А. Р., Ломакин Н. Д., Овчаренко А. Г.* Интенсификация теплообмена при ТВО изделий . . 22

*Кулыбеков А. М.* Форма для изготовления балок таврового сечения . . . . . 23

*Обухов А. Н., Руденко И. Ф., Шор Г. Ю.* Технология роликового формования сталефибробетонных изделий . . . . . 24

**Строительное производство**

*Щеглюк М. Р.* Контроль температуры электронагрева арматуры на строительной площадке . . . . . 26

**Вопросы реконструкции**

*Калиниченко С. И., Улько П. И.* Термообработка изделий КПД продуктами сгорания природного газа . . . . . 27

**В помощь проектировщику**

*Залесов А. С., Рубин О. Д., Селезнев С. В.* Расчет прочности бессварных стыков в сборно-монолитных конструкциях . . . . . 29

*Власов Г. М., Козлов В. М.* Учет косвенного армирования в расчетах железобетонных элементов . . . . . 31

*Климов Ю. А.* Расчет прочности элементов при действии поперечных сил . . . 33

*Осипов В. К., Акопов В. Г.* Определение коэффициента упругопластичности бетона сжатой зоны . . . . . 36

**Теория**

*Гвоздев А. А., Шубик А. В., Матков Н. Г.* О полной диаграмме сжатия бетона, армированного поперечными сетками . . . . . 37

*Гуща Ю. П., Ларичева И. Ю., Нугужинов Ж. С.* Деформации и ширина раскрытия трещин изгибаемых элементов на ветви разгрузки . . . . . 40

**Использование промышленных отходов**

*Ермаков Г. И., Филатов К. А., Шавернев И. В.* Коррозионная стойкость бетона на щебне из шлака фосфорного производства . . . . . 43

**В порядке обсуждения**

*Шмигальский В. Н.* Об оптимизации составов цементобетона . . . . . 44

**Информация**

*Соколов И. Б., Логунова В. А.* Арочные плотины в СССР . . . . . 46

МОСКВА

ИЗДАТЕЛЬСТВО ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

# ГОСПРИЕМКА В ДЕЙСТВИИ

Переход на государственную приемку продукции в строительных объединениях и на предприятиях является кардинальной мерой в решении проблемы качества. С 1 января 1988 г. новая форма контроля за качеством сдаваемой продукции внедряется на ордена Трудового Красного Знамени ДСК-1 Главмосстроя.

На четырех заводах комбината за последнее время немало сделано для успешного перехода на госприемку. Так, в короткие сроки на Краснопресненском заводе ЖБК модернизирована большая часть всего технологического оборудования, осуществлены аттестация оборудования и форм, механизация и автоматизация трудоемких производственных процессов. Досрочно освоен выпуск опытных образцов кровельных панелей с эмульбитом, лифтовых шахт новой конструкции. Труженики завода внесли большой вклад в дело улучшения многих качественно-эксплуатационных характеристик жилого дома серии П-44.

Основной вид продукции Краснопресненского завода — одно- и двухмодульные трехслойные наружные стеновые панели на гибких металлических связях с повышенными теплотехническими показателями. В качестве утеплителя применяются плиты из полистирольного пенопласта. Гибкие связи в арматурных каркасах выполняются из стержневой стали диаметром 8 мм.

Производство стеновых панелей осуществляется на четырех конвейерных линиях формовочного цеха № 1, оборудованных туннельными камерами пропаривания. Конвейер включает 19 постов формования и распалубки, пропарочную камеру и 36 вагонеток, поддоны которых служат оснасткой механизма горизонтального формования.

Оснастка состоит из двух Г-образных спаренных бортов и профилирующей части для образования профиля открытого вертикального стыка между панелями. В собранном виде спаренные борта формы соединяются между собой замками. Раскрываются и закрываются борта при помощи двух пневматических цилиндров стационарного типа, установленных на посту распалубки конвейера.

Изготовление плит на конвейере осуществляется в следующей технологической последовательности. На первом посту производится подготовка формы к распалубке, на втором — распалубка и сборка формы, на третьем — чистка и смазка формы, на четвертом и пятом — подготовка и укладка облицовочной керамической плитки и т. д.

Облицовочная глазурованная керамическая плитка укладывается в специальную матрицу, что обеспечивает равномерность ее раскладки по плоскости панели и одинаковую толщину швов между плитками. Затем устанавливаются объемные арматурные каркасы, которые свариваются на манипуляторе. Объемные каркасы к посту укладки их в формы подаются подвесным конвейером.

После укладки плиток и арматурных каркасов с помощью бетоноукладчика производится формование наружного слоя панели толщиной 65 мм. На этот слой мелкозернистой бетонной смеси укладываются плиты утеплителя, подаваемые конвейером, затем укладываются арматурные сетки. Наружный слой внутренней поверхности панели бетонируется жесткой бетонной смесью марки М 200 и виброуплотняется навесными виброрейками. Поверхность изделия заглаживается специальной затирочной машиной и после доводки вагонетка с отформованным изделием направляется в щелевую пропарочную камеру для последующей термовлажностной обработки в течение 6—7 ч.

После пропарочной камеры и распалубки панель подается в моечное отделение, где с помощью металлической вращающейся щетки и воды отмывают облицованную плиткой поверхность от загрязнений.

На отделочном конвейере устанавливаются оконные и дверные балконные блоки, которые герметизируются бутэпролом. После приемки ОТК панели поступают на склад готовой продукции.

Наружные стеновые панели для жилых домов серии П-44/17, а также внутренние стеновые панели ЛВ для лестнично-лифтового узла изготовляются на заводе в формовочном цехе № 3. Цех размещен в трех пролетах по 18 м каждый. В среднем пролете расположены два отделочных конвейера и бетоносмесительный узел, оснащенный пневмоавтоматическим оборудованием. В крайних пролетах расположены конвейерные линии с поперечным положением форм. Эти конвейерные линии представляют собой двухъярусный стан с автоматическим перемещением вагонеток.

Железобетонные трехслойные ребристые кровельные панели изготовляются на конвейере длиной 90 м, состоящем из 12 постов, двухъярусной камеры термовлажностной обработки и вагонеток. В качестве утеплителя для этих панелей используются плиты из теплоизоляционного цементного фибролита марки 300 толщиной 75 мм. Верхний и нижний наружные слои изготовляются из тяжелого бетона марки М 300.

Переменная толщина панели обеспечивает необходимый уклон кровли; максимальная толщина панели по ребру составляет 300 мм. После распалубки на лицевую поверхность панели вместо рулонного ковра наносится гидроизоляционная эмульсия ЭГИК.

Технологическая линия по нанесению эмульсии включает в себя кантователь, специальную тележку и камеру. Изделие после термовлажностной обработки мостовым краном подается на кантователь, с помощью которого поворачивается на 180°, укладывается на специальную тележку для перемещения в камеру. Эмульсия наносится трехканальным пистолетом-распылителем слоем толщиной 2—3 мм. Гидроизоляционный слой из эмульсии формируется при температуре окружающего воздуха не ниже 7—10°С, поэтому панель после нанесения эмульсии выдерживается в цехе в течение суток.

Труженики Краснопресненского завода в целях подготовки к введению на предприятии с 1 июля 1988 г. госприемки осуществили ряд технических мероприятий, способствующих повышению производительности труда и снижению материальных затрат, ускорению всего технологического процесса производства панелей, резкому улучшению качества всех изделий. Так, в бетоносмесительных цехах внедрена пневмоавтоматическая система управления дозированием «Цикл-БС». Совместно с КТБ Мосоргпромстройматериалами разработана и внедрена эмульсионная смазка МИО и др.

Немалая роль в деле успешного перехода на госприемку отводится рационализаторам, чьи предложения, как правило, внедряются оперативно и дают значительный экономический эффект. За короткий период на заводе внедрены эффективные предложения. Это механизм для горизонтального формования крупноразмерных железобетонных изделий, захват для установки оконных блоков, манипулятор для сборки объемных каркасов и др.

Анализ опыта работы передовых бригад на Краснопресненском заводе убедительно свидетельствует, что секрет достигнутых результатов заключается прежде всего в постоянном поиске и внедрении новых прогрессивных методов организации труда, передовых технологических и конструктивных решений.

Многие передовики и новаторы завода досрочно рапортовали о выполнении заданий 1987 г. Среди них коллективы комплексных бригад В. Ф. Шевелева, С. П. Карамушко, В. В. Мирошниченко.

Следует отметить, что за 1987 г. на ДСК-1 немало сделано на пути обновления производственных процессов, повышения качества выпускаемой продукции и сдаваемых в



© Стройиздат, 1988

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

эксплуатацию жилых домов. За достигнутые успехи в работе по итогам социалистического соревнования в 1987 г. между субподрядными строительными организациями Москвы первое место с вручением переходящего Красного знамени и свидетельства МГК КПСС, Моссовета, МГСПС и МГК ВЛКСМ присуждено коллективу ДСК-1.

Труженики заводов комбината наметили повысить производительность труда за годы двенадцатой пятилетки на 5%. Достичь этого, как здесь считают, можно за счет интенсификации производственных процессов, модернизации оборудования, широкого использования прогрессивных технологий. Так, на Хорошевском заводе ЖБИ рост производительности труда намечается за счет внедрения робототехники в цехе закладных деталей при заготовке металлических пластин, подвесного конвейера для подачи арматурных каркасов вентиляционных блоков из арматурного цеха в цех санитарно-технических кабин, полной механизации подачи металлопроката к прессам.

Большой вклад в дело выполнения плановых заданий с высоким качеством вносят на заводе коллективы бригад А. Ф. Бойкова, В. М. Мацнева, П. П. Косолапа. Успех работы этих коллективов складывается из многих факторов. Прежде всего, это слаженность, высокая трудовая и производственная дисциплина, освоение смежных специальностей. Так, заводчане наметили до введения госприемки осуществить ряд конкретных организационно-технических мероприятий, направленных на повышение качества выпускаемой продукции, строгое ее соответствие нормативным документам и стандартам. Внедрена новая эффективная отделка листовыми и рулонными материалами непосредственно в процессе формования санитарно-технических кабин. За короткий срок освоен декоративный стеновой материал ПВХ на вспененной основе. Кабины с новой отделкой поставляются в настоящее время на большинство объектов.

Заводчане освоили производство коммуникационных блоков полной заводской готовности, поливинилхлоридных труб, нового типа закладных деталей. В арматурном цехе завода осуществлена работа по совершенствованию организации труда. Так, модернизированы широкосеточные машины, которые оснащены автоматическими фронтальными питателями для подачи поперечных стержней. Вместо механических линий пущены в действие автоматические.

Большую работу по повышению качества выпускаемой продукции проводят труженики Ростокинского завода ЖБК. Одной из наиболее действенных форм участия трудовых коллективов в движении за качество продукции призваны здесь стать группы качества, создаваемые на участках, в цехах, отделах. Состав групп качества обсуждается на общем собрании коллектива, а затем утверждается совместным решением администрации и профсоюзного комитета. Членами этих групп выбираются наиболее квалифицированные и инициативные рабочие и инженерно-технические работники. К числу основных задач групп качества относятся анализ и выявление недостатков, влияющих на качество каждого заводского изделия, изучение и обобщение передового опыта, разработка предложений по совершенствованию организации производства.

Среди причин, порождающих продукцию низкого качества на Ростокинском заводе не раз называлась такая — устаревшее оборудование. Самым слабым звеном в технологической производственной цепочке на заводе являлись пропарочные камеры. За короткий срок специалисты завода проделали большую работу. Так, изменена конструкция крепления приводов верхней передаточной тележки, восстановлена несущая способность всех внутрикамерных металлоконструкций, в том числе направляющей клети, отсекателей, гидроцилиндров и столов гидроподъемников.

На конвейерах заменены все толкатели, осуществлен ремонт большей части оборудования. Внедрены две автоматизированные линии по изготовлению объемных арматурных каркасов, налажен выпуск внутренних стеновых панелей с бескоробочной навеской дверных полотен. По предложению заводских специалистов внедрен процесс оборотного водоснабжения.

В настоящее время партийная организация завода усилила контроль за выполнением всех технико-экономических показателей. Одной из самых актуальных задач на современном этапе признано всемерное улучшение качества выпускаемой заводом продукции. В этом направлении предпринимаются действенные меры. Совершенствуется технология изготовления деталей, упорядочено хранение материалов, рационально эксплуатируются все машины и механизмы.

Специалистами Тушинского завода ЖБК совместно с СПКТБ «Кассетдеталь» освоена технология изготовления железобетонных перегородок толщиной 80 мм в кассетных установках стандартного типа. Здесь же полным ходом идет освоение технологии укладки крупноразмерной плитки и отделки внутренней поверхности железобетонных ограждений балконов и лоджий, производства блоков фундаментных плит. Совместно со специалистами научно-исследовательских организаций заводчане разработали и ввели в действие полуавтоматический комплекс с применением промышленных манипуляторов.

Как показывает практика, введение вневедомственной приемки готовой продукции является серьезным экзаменом для каждого промышленного предприятия. Думается, что заводские коллективы комбината немало сделали для успешного выполнения всех требований госприемки.

Учитывая особый характер продукции домостроительного конвейера, готовые к эксплуатации жилые дома принимаются в настоящее время в два этапа. Сначала эти объекты сдаются приемочной комиссии, назначаемой заказчиком. После подписания комиссией соответствующего акта жилой дом предъявляется органам госприемки. И только тогда акт о вводе объекта в эксплуатацию утверждается исполкомом местного Совета народных депутатов.

Передовые коллективы монтажников комбината добиваются высоких темпов застройки и хорошего качества благодаря четкой организации труда с предельной мобилизацией всех резервов по эффективному использованию рабочего времени, техники и средств малой механизации. Среди новшеств, примененных на домах в 1987 г., рельефные наружные стеновые панели с облицовкой под кирпич и гранит, объемные элементы ограждений лоджий и балконов, использование железобетонных перегородок вместо гипсобетонных.

В целях повышения качества и водонепроницаемости стыков специалистами монтажных управлений комбината совместно с НИИМосстроем разработана новая прогрессивная технология гидроизоляции стыков кровельных панелей на домах серии П-44/17. В соответствии с новой технологией наклейка рулонных материалов на стыки производится способом наплавления. Гидроизоляция выполняется из двух слоев гидростеклоизола. Экономический эффект от внедрения технологии составляет около 1 руб. на 1 м стыка.

Больших успехов в повышении эффективности и улучшении качества работы добиваются коллективы комплексных бригад монтажников В. Г. Борисова, А. А. Болдина, В. Г. Алиева, С. М. Сергеева и др. Опыт работы этих коллективов перенимают многие домостроители страны.

Как показывает опыт, действенным рычагом в деле коренного улучшения качества сдаваемого в эксплуатацию жилья является приемка зданий органами госприемки. Эта мера способствует улучшению организации производства, укреплению технологической дисциплины, повышению ответственности рабочих и инженерно-технических работников за выпуск высококачественной продукции.



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 624.92

Ю. А. ДЫХОВИЧНЫЙ, канд. техн. наук (ГлавАПУ г. Москвы)

# Монолитный железобетон в строительстве Москвы

Одним из путей повышения качественного уровня строительства, его эффективности, архитектурного разнообразия и выразительности застройки является расширение применения монолитного железобетона.

Монолитные и сборные железобетонные конструкции не следует противопоставлять. Область рационального применения сборных железобетонных конструкций — массовое возведение жилых, общественных и промышленных зданий, где основной тенденцией являются повышение индустриальности строительства, заводское производство изделий и их поточный монтаж на строительной площадке.

Вместе с тем имеется широкая область гражданского и промышленного строительства, где рационально применение монолитного железобетона. Обобщение практики, исследование проблем использования монолитного железобетона позволяют сформулировать предложения по его дальнейшему применению в московском строительстве, определить, где качества этого материала будут проявляться наиболее эффективно.

Это — применение монолитного железобетона в использовании подземного пространства для нужд городского хозяйства; цельномонолитные гражданские и производственные здания, которые по своему назначению, градостроительному положению не могут быть выполнены из стандартных сборных железобетонных конструкций; устройство «столов» для панельных зданий, располагаемых на магистралях города, которые позволят получить современные решения магазинов и других предприятий обслуживания населения.

Это сборно-монолитные конструкции многоэтажных зданий — каркасных или панельных с монолитными ядрами жесткости; монолитные плоские безбалочные перекрытия под тяжелые нагрузки для холодильников, овоще- и фруктохранилищ, мясокомбинатов и т. д.; фундаментные плиты и опоры при больших нагрузках от надземной части зданий.

Это также отдельные нестандартные элементы общественных и производственных зданий — опорные конструкции, порталы, перекрытия, амфитеатры и балконы; инженерные и транспортные сооружения — эстакады, переходы, рампы, путепроводы; большепролетные конструкции; элементы малых архитектурных форм и внешнего благоустройства и т. д.

Подсчеты показывают, что реализация перечисленных направлений определяет необходимые объемы использования монолитного железобетона в Москве — ориентировочно от 500...600 тыс. м³ до 1 млн. м³ в год.

Использование подземного пространства является одним из важнейших направлений развития столицы (рис. 1). Подземное пространство намечается использовать для размещения подземной части гражданских и производственных зданий, а складских и торговых помещений, спортзалов, автостоянок, предприятий коммунально-бытового обслуживания — под магистралями и площадями города. Намечена широкая программа строительства подземных складов и гаражей, предприятий коммунально-бытового обслуживания (см. 2-ю стр. обложки).

При создании конструкций найдут широкое применение методы «стена в грунте»; внутренние конструкции подземных сооружений будут выполняться с несущими стенами и в каркасе; рациональной системой перекрытий являются плоские, безбалочные, в том числе преднапряженные.

Цельномонолитные здания — жилые, общественные, производственные — будут возводиться с несущими стенами и с каркасной системой в зависимости от технологических и функциональных требований.

Примером удачного применения монолитного железобетона для несущих конструкций являются здания поликлиники на Сивцевом Вражке и административное на ул. Куйбышева (рис. 2). Четкость, ясность и простота конструктивных форм определяют простоту и индустриальность возведения зданий.

В безбалочных перекрытиях укладываются все трубные разводки для электро- и слаботочных устройств, что исключает устройство подвесных потолков или подсыпок под полы, в которых обычно размещают такие разводки. Высококачественная опалубка позволяет получить чистые гладкие поверхности бетона, не требующие последующей штукатурки или затирки.

Примером сооружения из монолитного железобетона служит аудиторный корпус МИСИ им. Куйбышева. Основой его рационального объемно-планировочного решения являются расположенные по амфитеатровому принципу аудитории и центральный рекреационный зал (рис. 3). Из монолитного железобетона выполнены несущие внутренние (радиальные и кольцевые) и наружные стены, перекрытия, покрытия, фундаменты. Наружные стены утеплены изнутри пенополиуретаном (см. 2-ю стр. обложки).

Монолитные железобетонные конструкции выполняли в инвентарной щитовой опалубке. Качественное выполнение работ, гладкие, чистые поверхности позволили обойтись без традиционных штукатурных или затирочных работ.

Аналогичные конструктивные приемы заложены в проектах ряда уникальных зданий — нового корпуса Государственной библиотеки им. В. И. Ленина, Музея изобразительных искусств им. А. С. Пушкина, административном здании ВЦСПС и др. Монолитный железобетон намечено широко использовать при строительстве нового зоопарка.

Намечено значительно расширить применение монолитного железобетона в промышленном строительстве.

При реконструкции центральной части города монолитный железобетон найдет применение для цельномонолитных жилых и общественных зданий (для конструктивных схем домов с несущими стенами или каркасных общественных зданий), а также для первых нежилых этажей кирпичных и панельных жилых домов.



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Велики преимущества монолитного железобетона при реконструкции жилых, общественных и производственных зданий: для замены деревянных перекрытий, устройства каркаса или дополнительных стен; усиления существующих конструкций — фундаментов, колонн, стен, перекрытий.

Над идеей применения монолитного железобетона для устройства первых нежилых этажей для размещения в панельных домах предприятий обслуживания населения конструкторы и архитекторы работают многие годы. Задача усложнена большими нагрузками, которые должны восприниматься этим «столом» — нагрузки от несущих стен 16-этажного панельного дома достигают 100 т на 1 м. Рациональным решением является сборно-монолитная конструкция такого «стола», состоящая из стандартного сборного железобетонного унифицированного каркаса, на который опирается несущая монолитная плита. Опалубкой для плиты служат сборные железобетонные настилы. Конструкция является универсальной — на нее может быть поставлен панельный дом любой серии и этажности.

Широки перспективы применения для многоэтажного строительства сборно-монолитных каркасных конструкций с пространственными ядрами жесткости из монолитного железобетона. Подобные конструктивные схемы позволяют возводить здания усложненной конфигурации в плане с разнообразными объемно-планировочными решениями. В столице построено несколько многоэтажных зданий с монолитным ядром жесткости. Образование сплошного коробчатого в плане сечения ядра жесткости вместо плоских стен жесткости во много раз увеличивает жесткость здания, позволяет значительно снизить расход бетона и стали.

Технико-экономические исследования выявили показатели строительства объектов с монолитным ядром жесткости. В них по сравнению со зданиями из обычных сборных конструкций трудоемкость снижаются на 10...15%, капитальные вложения на возведение конструкций — на 15, расход стали — на 30, цемента — на 10%. Скорость возведения ядра составляет 3...4 м в сутки, что позволяет строить такие сооружения быстрыми темпами. Все несущие конструкции и ограждающие элементы осуществляются из сборного железобетона, керамзитобетона и гипсобетона из изделий унифицированного Единого каталога.

Одним из эффективных направлений строительства многоэтажных объектов является применение сборно-монолитной крупнопанельной системы. В настоящее время возведение зданий из стандартных панелей ограничивается высотой в 25 этажей. Высота сооружений может быть увеличена при сочетании панельной системы с монолитным ядром жесткости, которое воспринимает все горизонтальные нагрузки, действующие на здания, освобождая панели для работы только на вертикальные нагрузки.

Разновидностью такой системы является ядро жесткости в сборно-монолитном железобетоне, где монолитный бетон укладывается между типовыми сборными панелями. Такая конструкция осуществляется в 25-этажном крупнопанельном доме на пр. Мира.

Широкие перспективы развития многоэтажного строительства открывает использование легкого монолитного бетона на пористых заполнителях. Это дает возможность использовать для несущих и ограждающих конструкций бетон одного вида. В частности, имеется реальная возможность получить керамзитобетон класса В15 с объемным весом до 1600 кг/м³.

Рациональной областью применения

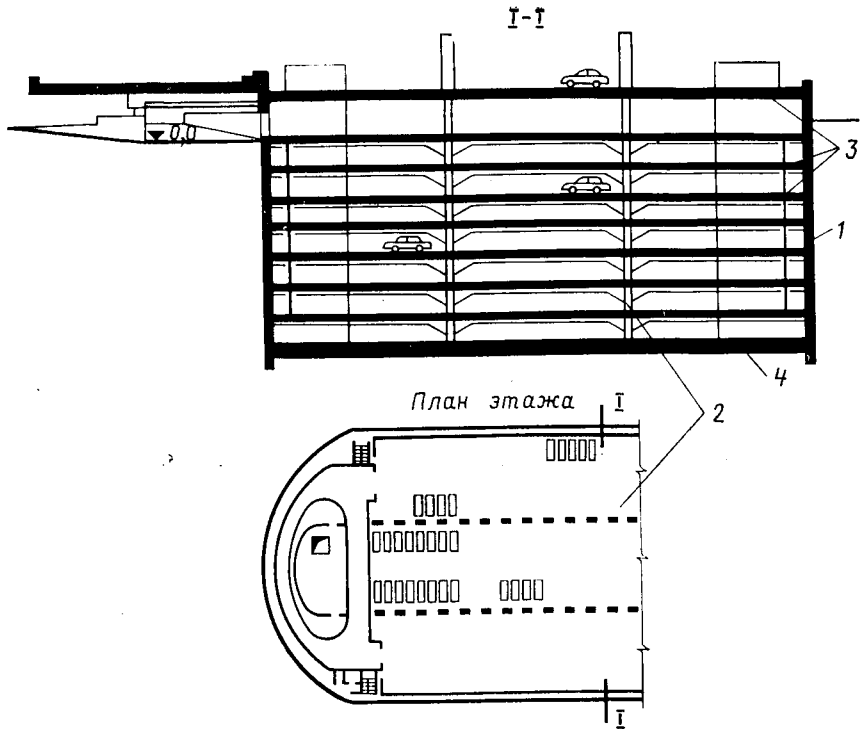



**Рис. 1. Схема гаража для легковых автомашин в районе ВДНХ — пример использования подземного пространства**
*1* — монолитная «стена в грунте»; *2* — монолитные колонны; *3* — монолитные балочные перекрытия; *4* — монолитная плита днища

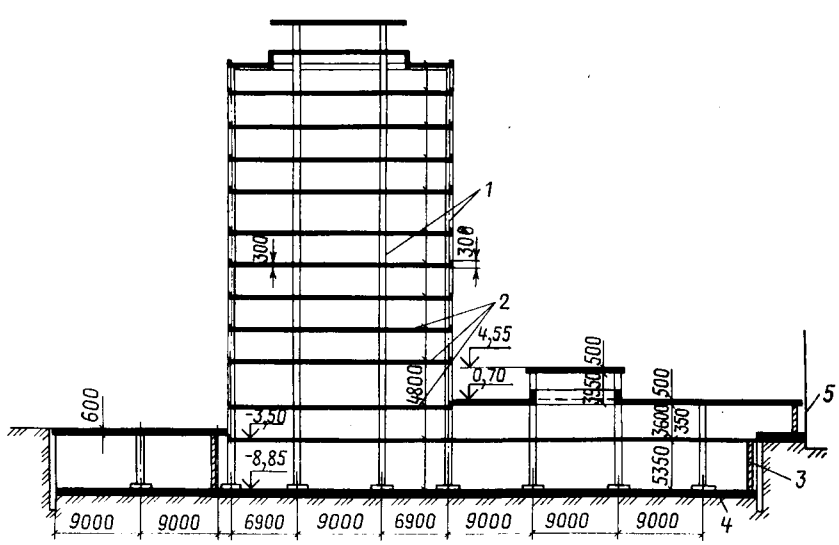
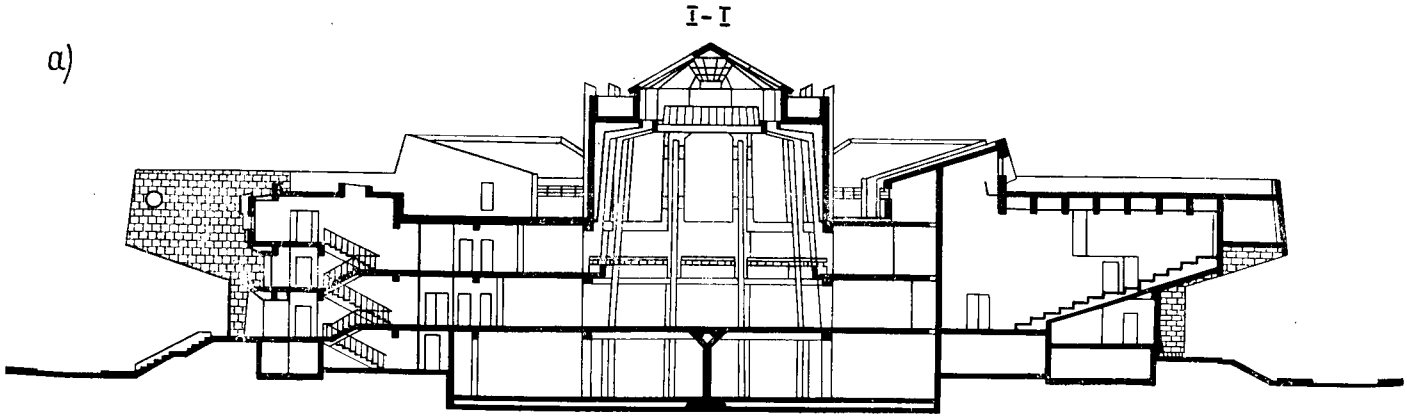



**Рис. 2. Конструктивная схема каркасного здания из монолитного железобетона (разрез)**
*1* — колонны; *2* — безбалочные перекрытия; *3* — «стена в грунте»; *4* — плоская безбалочная фундаментная плита; *5* — существующее здание



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru



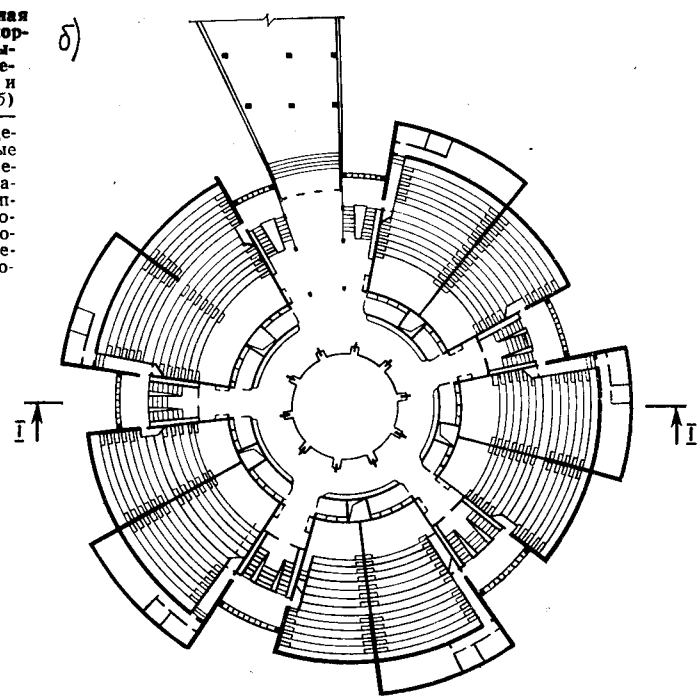




**Рис. 3. Конструктивная схема аудиторного корпуса МИСИ им. Куйбышева в монолитном железобетоне (разрез и план 2-го этажа, *а* и *б*)**
*1* — аудитории; *2* — рекреационное помещение; *3* — монолитные внутренние несущие стены; *4* — монолитная наружная стена с утеплением изнутри пенополиуретаном; *5* — монолитные ребристые перекрытия; *6* — монолитный амфитеатр

монолитного железобетона являются конструкции перекрытий под большие нагрузки, в частности безбалочные перекрытия, возводимые методом подъема.

С помощью метода подъема перекрытий можно создавать разнообразные объемно-планировочные решения зданий, изменяя конфигурацию бортовой опалубки перекрытий, благодаря отсутствию выступающих из перекрытий балок и ригелей и произвольному в плане расположению колонн. Комплексная механизация процессов возведения зданий, удобство производства значительной части работ на уровне земли, возможность исключения опалубочных и упрощения арматурных работ, автоматический режим подъема перекрытий или этажей до заданной отметки — все это значительно снижает трудоемкость строительства. Возможность возводить объекты без наземных кранов и минимальных площадей для складирования материалов имеет особо важное значение в условиях строительства на сложном рельефе или на ограниченных городской застройкой площадях.

В Москве этим методом построен ряд зданий — центральный архив и Дом книги на Профсоюзной ул., строятся и другие объекты.

Наиболее рациональным типом фундаментов для многоэтажных каркасных зданий с большими нагрузками на колонны (более 600 т) являются плоская безбалочная плита и глубинные опоры в виде набивных свай типа «Беното». По расходу бетона, стали и трудоемкости плоская плита оказалась более целесообразной, чем коробчатая и ребристая.

Для каркасных зданий с высокими нагрузками на колонны, когда эти нагрузки необходимо передать на плотные, прочные грунты, расположенные под слабыми напластованиями, успешно используются мощные глубинные опоры типа «Беното». Максимальная нагрузка для таких опор диаметром 1,18 м не превышает 600 т. Однако их эффективность можно значительно повысить, применяя конструкции со специальным опорным уширением — нагрузка увеличивается до 1000 т. Таким образом, при примерно одинаковом расходе бетона удается на 50...60% повысить несущую способность сваи.

При проектировании эстакад, мостовых переходов, путепроводов и других инженерных и транспортных сооружений особенно необходим поиск рациональных и оригинальных решений из монолитного железобетона.

Новой областью является применение рельефного, так называемого архитектурного монолитного бетона для фасадов и интерьеров зданий с использованием различных матриц из синтетических материалов.

Большие возможности в развитии монолитного строительства связаны с расширением применения самонапрягающегося бетона на цементах НЦ. Высокая плотность и водонепроницаемость такого бетона позволяют эффективно решать конструкции элементов зданий и сооружений с необходимой водозащитой. Практика применения самонапрягающегося бетона показала его надежные гидроизоляционные качества при возведении ванн бассейнов, покрытий стилобатов (например, стилобаты у здания нового цирка на пр. Вернадского, универмага «Московский» и др.), в конструкциях трибун стадионов (Центрального стадиона им. В. И. Ленина в Лужниках, Динамо, спорткомплекса в Измайлово) и других, позволила отказаться от устройства традиционной и не всегда надежной оклеечной гидроизоляции.

Необходимо отметить, что речь идет о качественно новом техническом уровне применения монолитного железобетона в московском строительстве. Этот уровень характеризуется принципиально новым подходом ко всему комплексу вопросов, связанных с его внедрением — проектированию, изготовлению опалубки, оснастки и арматурных изделий,



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

транспортированию бетонной смеси и ее укладке, наконец, способам интенсивного твердения бетона.

Современный уровень монолитного строительства может быть достигнут только при создании необходимой производственной базы, оснащении специализированными строительными машинами, автобетоносмесителями, средствами малой механизации. Таким образом, речь идет о создании в Москве индустрии монолитного железобетона.

Применение монолитного железобетона требует особых навыков, уже утерянных, необходимых кадров, нового мышления проектировщиков и строителей.

Несмотря на свободу формотворчества, проектирование монолитных конструкций должно быть подчинено определенным законам и правилам, продиктованным требованиями заводского изготовления унифицированной инвентарной опалубки. Такой подход позволит унифицировать не только элементы опалубки, но и арматурные изделия — сварные сетки и каркасы — и создать предпосылки для их заводского производства. Отсюда — необходимость разработки каталога унифицированных арматурных сеток и каркасов, в том числе наиболее индустриальных объемных.

Необходимо найти рациональные конструктивные формы монолитных сооружений, выразительные в архитектурно-художественном отношении, выработать подход к проектированию, предусматривающий применение эффективных методов возведения, использование комплексной механизации и высокопроизводительной техники.

Одной из актуальных задач является разработка эффективной технологии производства монолитных работ при отрицательных температурах в комплексе с оборудованием для транспортирования, приемки, укладки и твердения бетона. Сложности, связанные с производством работ в зимних условиях, являются серьезным тормозом на пути внедрения монолитного железобетона.

Строительные организации предстоит оснастить современным высокопроизводительным оборудованием — мобильными бетонными узлами, бетононасосами (типа «Штеттер»), установками для торкретирования, сверления в бетоне отверстий, резки, затирки и шлифования бетона, средствами для ускорения твердения бетона, термоопалубкой и др.

Должны быть отработаны система контроля качества бетонной смеси и бетона и необходимые приборы.

Предстоит организовать поставку фракционного щебня и обогащенного (промытого) песка в нужных объемах.

Новый технический уровень связан с применением литых бетонов (с пластификаторами и суперпластификаторами), эффективных противоморозных добавок, бетонов с добавками золошлаковых смесей ТЭЦ, с безвибрационной укладкой бетона.

На основе накопленного опыта необходимо отработать наиболее рациональные индустриальную инвентарную опалубку и оснастку, комплекты необходимого оборудования и механизмов. Объединением Мосспецпромпроект с участием проектных организаций ГлавАПУ, ЦНИИОМТП разработаны элементы опалубок, доборы, опорные металлические конструкции и необходимая оснастка, а созданные в объединении Мосметаллоконструкция мощности обеспечивают изготовление 5,5 тыс. т инвентарной опалубки в год. Выпуск опалубки будет увеличен до 10 тыс. т в год, а арматурных изделий — до 20...30 тыс. т.

Необходимо разработать и утвердить нормативные документы — ведомственные нормы и расценки на возведение монолитных конструкций, предусматривающие современный индустриальный уровень производства монолитных работ.

Широкое применение в Москве современного монолитного железобетона предусмотрено комплексной целевой научно-технической программой «Монолит—90», подготовленной ГлавАПУ совместно с Главмосмонтажспецстроем, с участием Главмосстроя, Главмоспромстроя и ГлавУКСа. Программа предусматривает дальнейшее целенаправленное проведение исследовательских, проектных и опытно-конструкторских работ в этой области, создание необходимой производственной базы, обеспечивающей современный индустриальный уровень монолитного строительства.

УДК 624.073.7

М. И. ДОДОНОВ, канд. техн. наук, К. Б. БАКТЫГУЛОВ, инж. (МИСИ)

# Сборно-монолитное перекрытие со стальными профилированными настилами

В отечественной и зарубежной практике монолитные железобетонные перекрытия по стальным профилированным настилам осуществляются преимущественно по стальным балкам. Такие комбинированные перекрытия имеют существенные преимущества по сравнению с монолитными традиционно возводимыми, поскольку повышается уровень индустриализации работ и сокращается продолжительность строительства. Эффективность перекрытий с внешним армированием увеличивается при их устройстве по сборным железобетонным прогонам. По данным [1] расход стали сокращается на 22,1%.

Для снижения металлоемкости монолитных перекрытий в МИСИ им. В. В. Куйбышева разработана конструкция сборного железобетонного прогона с арматурой-опалубкой из стального профилированного настила [2]. При использовании в качестве несущего элемента перекрытия сборного железобетонного прогона предлагаемой конструкции исключаются трудоемкие сварочные работы при монтаже настила, отпадает потребность в специальном оборудовании для устройства анкеров, а также в установке закладных деталей и сплошного листа в железобетонной балке для сварки с профилированным настилом. Конструкция прогона и возможные формы его поперечного сечения в зависимости от числа располагаемых в гофре настила анкеров приведены на рис. 1.

Прогоны армируют одним или двумя плоскими каркасами, поперечные стержни которых выступают за верхнюю грань на необходимую высоту для анкеровки монолитной плиты. В местах пропуска анкеров путем надреза настила по линиям гофра и последующим отгибом устраивают отверстия или отгибы-лепестки (рис. 2). Поперечные стержни-анкера и отгибы-лепестки служат для объединения монолитного бетона с настилом и плиты с прогонами.



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

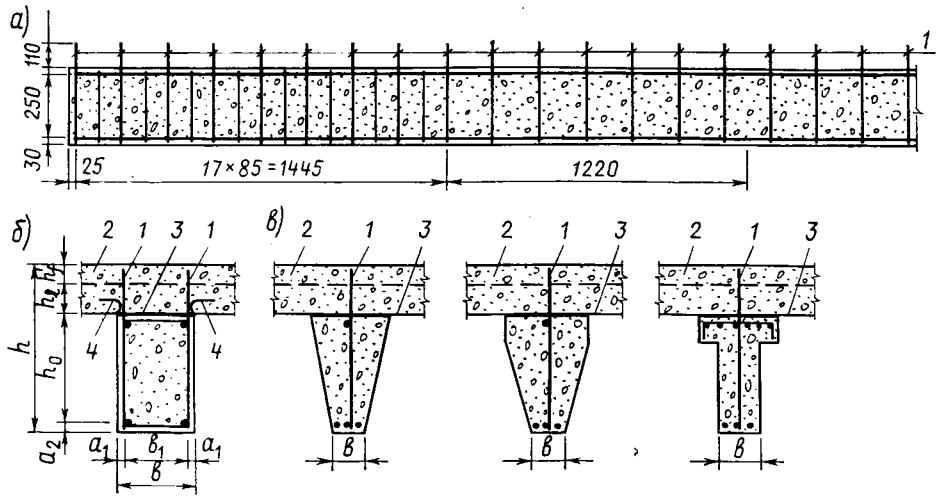



**Рис. 1. Конструкция сборного железобетонного прогона**
*а* — продольный разрез; *б* — армирование двумя плоскими каркасами; *в* — армирование одним плоским каркасом; *1* — стержни-анкеры; *2* — монолитный бетон; *3* — стальной профилированный настил; *4* — отгибы-лепестки

Исследованы комбинированные балки предлагаемой конструкции, состоящие из железобетонного прогона и фрагмента неразрезной плиты. Железобетонные прогоны изготавливали в заводских условиях. Рабочая арматура — из стержней диаметром 20 мм класса А-III, а поперечные стержни-анкеры — из стержней диаметром 14 мм класса А-III.

Настил укладывали узкими полками вниз. Следует отметить, что у комбинированных балок с широкими ребрами трещиностойкость, жесткость и прочность будут выше.

Плиты бетонировали в лабораторных условиях. Применяли портландцемент марки 400 Воскресенского завода «Гигант», щебень гранитный крупностью до 15...20 мм, песок кварцевый с $M_{кр}$ = =2,14. Характеристики материалов определяли испытанием контрольных образцов: для бетона по ГОСТ 10180—78, для стали — по ГОСТ 1497—84.

Для определения жесткости (податливости) анкерных связей между плитой и прогоном испытаны на сдвиг шесть образцов. Ступени нагружения составляли 1/16...1/32 разрушающей нагрузки с выдержкой под силовым воздействием в течение 5...7 мин. Опытные образцы разрушились от скалывания вертикальных ребер, в которые заводили стержневые анкеры прогонов. Результаты испытаний в виде диаграммы «сдвигающая сила — перемещение» использованы при расчете и проектировании комбинированных балок.

Исследование совместной работы плиты с прогоном предлагаемой конструкции выполнено на натурных образцах при действии вертикальной нагрузки. Размеры плиты в плане — 535× ×100 см, толщина полки (над верхней гранью настила) 5 см. Следует отметить, что выбор ширины плиты объясняется ограниченностью экспериментальной площадки. Внешнее армирование осуществлено настилом Н 79-680-1 отечественного производства по ГОСТ 24045—80. Пролет балок составляет 6 м.

Для измерения деформаций сдвига ребер в каждом гофре и на торцах плиты устанавливали индикаторы часового типа ИЧ-10 с ценой деления 0,01 мм. Индикаторами этого же типа на базе 500 мм измеряли средние деформации сжатия-растяжения прогона и плиты в середине пролета. С помощью тензорезисторов изучали характер распределения относительных деформаций сжатия полки по оси симметрии плиты по всей длине конструкции.

Для измерения деформаций сжатия плиты по ее ширине на комбинированные балки Б-2-2 и Б-2-3 наклеивали тензометрические датчики с шагом 6,5 см. Фиксировали изменение относительных деформаций бетона по высоте прогона. Работу растянутой арматуры контролировали тензорезисторами с базой 20 мм в зоне действия максимального изгибающего момента длиной 70 см. Вертикальные перемещения балок замеряли прогибомерами Максимова с ценой деления 0,1 мм в пяти точках пролета. Осадка опор фиксировалась индикаторами часового типа ИЧ-10 с ценой деления 0,01 мм.

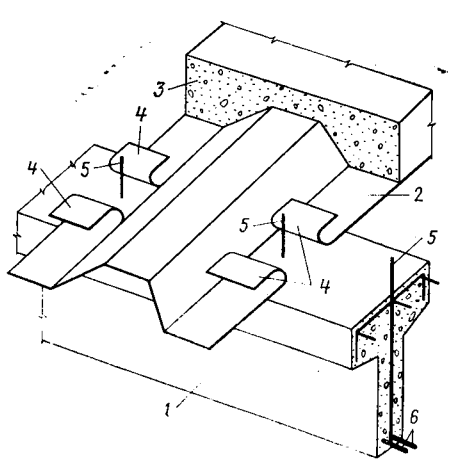



**Рис. 2. Конструкция комбинированной балки**
*1* — сборный железобетонный прогон; *2* — стальной профилированный настил; *3* — монолитный бетон; *4* — лепестки-отгибы; *5* — анкеры; *6* — продольная рабочая арматура

Вертикальная нагрузка создавалась гидравлическими домкратами ДГ-25 в четырех местах пролета замкнутой рамой через силовой пол с помощью системы распределительных траверс. Ступени нагружения составляли 0,03...0,06 разрушающей. За разрушающую принимали нагрузку, которая при дальнейшем нагружении оставалась постоянной или уменьшалась, а перемещение балки по вертикали интенсивно увеличивалось.

Опытный образец Б-2-1 состоял из одного прогона, целью испытания которого были оценка степени совместной работы и влияния плиты на жесткость и прочность экспериментального прогона. Образцы Б-2-2 и Б-2-3 имели тавровое сечение, полкой которых служила монолитная плита с внешним армированием из стального профилированного настила (рис. 3). Комбинированные балки проектировались с таким расчетом, чтобы разрушение конструкции произошло по соединению плиты и прогона.

Образец Б-2-1 испытывали по методике, описанной выше, с доведением до разрушения. Нормальные к продольной оси трещины шириной 0,025...0,05 мм появились в середине пролета при изгибающем моменте М = 26,75 кН·м. При нагрузке, соответствующей (0,35...0,45) разрушающей, ширина их раскрытия достигла 0,075...0,1 мм. На этой же ступени нагружения от опор к месту приложения приопорных нагрузок образовались наклонные трещины. Перемещение прогона в середине пролета составило 16,8 мм.

Образец разрушился в середине пролета между грузами, был разрушен бетон сжатой зоны. Перед разрушением ($M$ = 147,0 кН·м) ширина раскрытия нормальных к продольной оси трещин под средним (справа от середины) грузом достигла 0,7 ... 1,2 мм, что свидетельствует о развитии четко выраженных пластических деформаций растянутой арматуры. Максимальный прогиб прогона составил 71,4 мм, т .е. $^1/_{75}$ пролета.

По той же схеме испытывали и комбинированные балки. При изгибающем моменте в середине пролета М = 53,5 кН·м образовались первые трещины,



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

На этой ступени нагружения появились наклонные трещины на торцах плиты от поворота крайних ребер (от середины к краям вылетов). Наклонные трещины в прогоне образовались при нагрузке, соответствующей 0,58 разрушающей. Максимальный прогиб образцов Б-2-2 и Б-2-3 при этой нагрузке составил соответственно 16,3 и 10,3 мм.

При нагрузке, составляющей 54...58% разрушающей, в бетоне ребер плиты, ближайших к крайним приопорным грузам, образовались горизонтальные трещины. Они появляются в местах сопряжения ребер с полкой плиты, процесс их развития по длине конструкции происходит постепенно. К моменту разрушения было зафиксировано поднятие полки плиты от срезавшихся бетонных ребер с раскрытием ширины трещин от 3,5 до 5,5 мм. Одновременно происходило отслоение настила от бетона плиты с шириной отрыва в отдельных местах до 5 мм.

Таким образом, разрушение конструкций характеризуется срезом бетона всех ребер, расположенных от опоры до мест приложения средних грузов. Связь плиты с прогоном на среднем участке не нарушена, однако в полке плиты в местах сопряжения с ребрами появились вертикальные трещины. Деформации сдвига торцов плиты при разрушении составили 4,5...4,7 мм.

Величина деформации сжатия бетона полки плиты на стадии разрушения составила 0,1...0,14‰, что свидетельствует об его упругой работе. Напряжение в арматуре достигло 89...94% предела текучести.

Измерение деформаций сжатия по ширине свесов плиты показало, что их величина по оси симметрии на 30...35% больше, чем у краев. Разные деформации испытывает плита и в продольном направлении. Максимальная их величина на участке между средними грузами, далее они уменьшаются в сторону приопорных нагрузок; у торца плиты деформации имеют затухающий характер.

Дальнейшее нагружение образцов привело к раздроблению бетона сжатой зоны прогона и достижению рабочей арматурой предела текучести.

Как видно из графика (см. рис. 3), зависимость «$f$ — $M$» имеет переломы, характеризующие на начальном этапе нагружения образование нормальных к продольной оси трещин, а для стадии перед разрушением — начало разрушения бетона сжатой зоны для отдельного прогона и исчерпание сопротивления ребер сдвигу для комбинированных балок.

Момент трещинообразования комбинированных балок в 2 раза выше, чем

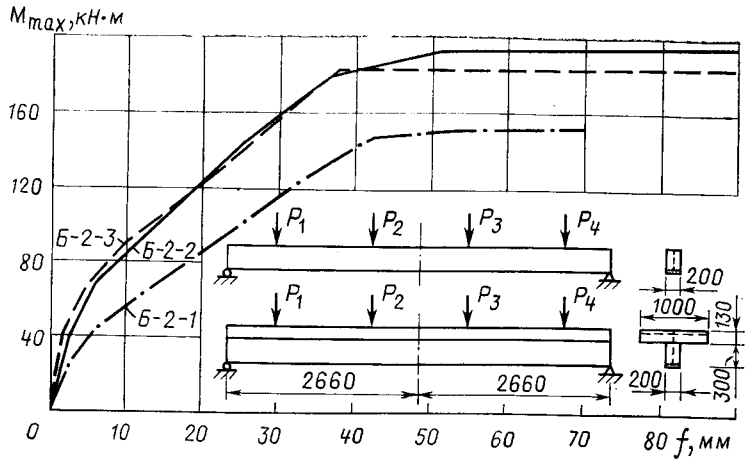



**Рис. 3. Прогибы балок в середине пролета**

у образца Б-2-1. Прогиб отдельного прогона в середине пролета перед разрушением ($M$ = 140 кН·м) в 1,66 раза больше прогиба комбинированных балок. При одинаковой прочности прогонов при вовлечении в их работу монолитной плиты с ребристыми связями несущая способность образца Б-2-2 повысилась на 22,22% по сравнению с образцом Б-2-1.

Исследования показали, что наряду с обычным для конструкций монолитных перекрытий исчерпанием несущей способности по нормальным сечениям возможно и разрушение по связям, объединяющим плиту с прогоном, от действия сдвигающих усилий. Подобное заключение было сделано и в [3].

Расчет комбинированных балок осуществляется по методу сосредоточенных деформаций, основные положения которого изложены в [4], с учетом развития неупругих деформаций составляющих элементов (плиты и прогона) и связей (ребер).

**Выводы**

Использование прогонов предлагаемой конструкции вместо стальных в монолитных железобетонных перекрытиях с применением стальных профилированных настилов приводит к существенному снижению (до 30%) металлоемкости и трудозатрат. При проектировании таких перекрытий следует проверять несущую способность связей на действие усилий среза.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК


1. Петров И. А., Рабинович Р. И., Наргизян Э. А. Монолитные перекрытия с внешней арматурой из стального профилированного листа // Промышленное строительство.— 1981. — № 7. — С. 11—13.
2. Додонов М. И., Бактыгулов К. Б. Конструкция сборно-монолитного железобетонного перекрытия с внешним армированием. — М., 1987. — 13 с. — Деп. в ВНИИИС, № 7750.
3. Рабинович Р. И., Богданов А. А., Карповский М. Г. Совместная работа плит с профилированной листовой арматурой и железобетонных прогонов // Бетон и железобетон. — 1983. — № 1. — С. 33—34.
4. Додонов М. И., Шериф Мохамед Хельми. Расчет составных балок методом сосредоточенных деформаций // Стр-во и архитектура: Экспресс-информ. — 1986. — № 8. — С. 9—14.


## На ВДНХ СССР

# Цветной портландцемент

Применяется для изготовления цветных бетонов, растворов, отделочных материалов, смесей и цементных красок. Черный портландцемент изготовляют путем совместного измельчения клинкера, гипса, минеральных добавок и красящей добавки — углерода технического печного активного марки П-3244.

Подготовка сырьевой смеси (шлама) производится в шаровых мельницах, клинкер обжигается во вращающихся печах. Помол клинкера с минеральными и красящей добавками осуществляется в шаровых мельницах. Предел прочности при сжатии 400, при изгибе 550 МПа, марка 400. Начало схватывания цемента не ранее 45 мин, конец — не позднее 12 ч от начала затворения. Тонкость помола цемента соответствует остатку 90% массы просеиваемой пробы сквозь сито № 008. Оптовая цена 1 т — 3 р. 98 к.

Изготовитель — Акмянское цементно-шиферное объединение «Акмянскцемент».



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 621.64:624.012.35

О. С. ДЕХ, канд. техн. наук (Брестский инженерно-строительный ин-т);
Л. И. БУДАГЯНЦ, канд. техн. наук, А. П. ЧУШКИН, инж. (НИИЖБ)

# Самонапряженное стыкование растянутых элементов емкостных конструкций

В настоящее время железобетонные емкостные сооружения для хранения воды, нефтепродуктов и других жидкостей являются массовыми, оставаясь одновременно и специальными конструкциями из-за сложной геометрии, а также из-за повышенных требований к их трещиностойкости и непроницаемости. При строительстве сборных емкостей можно полнее реализовать требования индустриализации, сокращения сроков строительства.

Необходимая трещиностойкость стыков, например в цилиндрической емкости, может быть надежно обеспечена лишь при создании преднапряжения в стыке или конструкции в целом. Такие цилиндрические емкости со сборными стенами и навивкой напряженной арматуры на них с последующим торкретированием для защиты от коррозии арматуры давно применяются и у нас в стране, и за рубежом, имеют неплохие технико-экономические показатели. Однако технология их возведения сложна, многоступенчата, торкретирование можно выполнять только при положительной температуре.

Применение бетонов на напрягающем цементе (НЦ) в стыках позволяет решить два вопроса — создать предварительное напряжение стыка (обжатие бетона и натяжение арматуры) и зоны контакта бетонов, а также обеспечить водонепроницаемость за счет высокой плотности структуры цементного камня и бетона на его основе. Такой стык, получивший название самонапряженного, впервые применяли с 1965 г. в прямоугольных емкостях вместимостью до 5...10 тыс. м³, что позволило сдавать конструкции с первого предъявления.

В цилиндрических емкостях (диаметром до 40 м) стыкование используется с 1975 г. Оно позволило исключить навивку напряженной арматуры, однако для проверки надежности установления оптимальной величины нахлестки петлевых выпусков необходимо проводить испытания их на осевое растяжение при сечениях, максимально приближающихся к натурным.

В НИИЖБе проведены исследования таких стыков, рассмотрено их поведение под нагрузкой, а также оценено начальное напряженное состояние — самонапряжение, возникающее при расширении бетона на НЦ в процессе твердения.

Размеры образцов, сечение стыка и армирование близки к реальным параметрам конструкции цилиндрических емкостей: сечение 14×100 см, двухстороннее армирование сталью класса А-III диаметром 12 мм с шагом 190 мм. Образцы представляют собой фрагмент стыка цилиндрической емкости диаметром 18...24 м и высотой до 4 м.

Стык арматуры двух типов: сварной (через закладные детали сборных элементов) и нахлесткой петель выпусков. Эталоном является монолитный образец без стыков.

Длина фрагментов 220 см с уширением до 18 см концевых участков длиной 40 см. В них устанавливали по 2 стальные трубки диаметром 55 мм с анкерами для крепления с помощью болтов стальных кронштейнов, передающих усилие от домкратов на образец. Уширения усилены дополнительной арматурной сеткой. Общий вид фрагмента показан на рисунке.

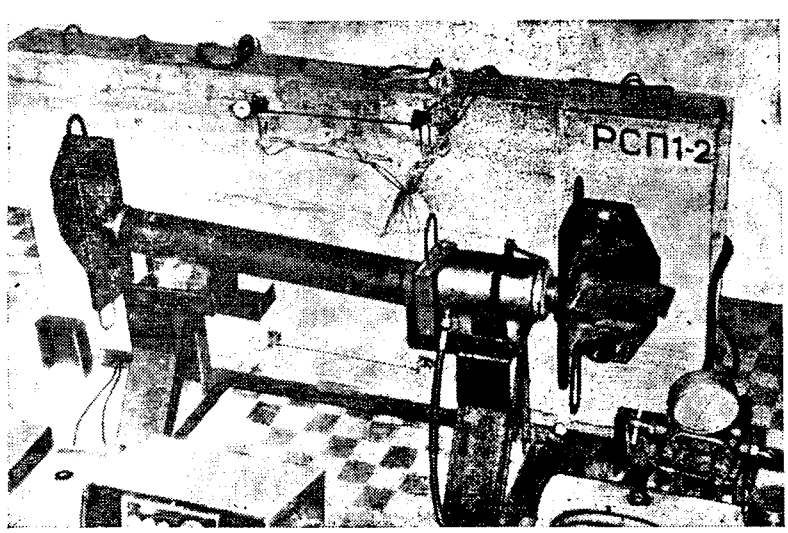
Фрагменты со стыками выполняли из двух железобетонных элементов, имитирующих стеновые панели, с закладными деталями, приваренными к рабочей арматуре. Последняя сгруппирована по 3 стержня с каждой стороны в два пояса по высоте (сварной стык) и с петлевыми выпусками (стык внахлестку). Ширина стыка, т. е. расстояние между торцами сборных элементов, для сварного — 15 см, для петлевых — 33 и 38 см соответственно при величине прямолинейного участка на длине нахлестки петель 10 и 15 $d_a$.

Всего было изготовлено и испытано восемь фрагментов — два эталонных монолитных, два со сварным стыком и по два с петлевым стыком различной нахлестки.

С момента бетонирования стыков развитие самонапряжения во времени контролировали двумя способами: по стандартным образцам-призмам размером 10×10×40 см в динамометрических кондукторах и по реперам деформации стыка на фрагментах.

Эталонный (монолитный) фрагмент и стыки выполняли из напрягающего бетона с расходом НЦ-20 600 кг/м³. Фрагменты с петлевыми стыками выполняли из бетона с добавкой С-3 (0,2% массы

**Испытание фрагмента со стыком на растяжение**






Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

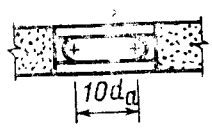
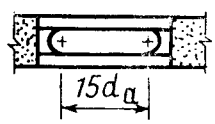
НЦ) с соответствующим сокращением расхода воды до 210 л.

Фрагменты и контрольные образцы с момента распалубки (в возрасте 1 сут) твердели в воде до завершения процесса расширения и самонапряжения, а за несколько дней до испытания на растяжение их переносили в воздушно-сухие условия цеха с влажностью 70...80%.

На растяжение фрагменты испытывали двумя домкратами ДГ-50 со штангами, передающими усилие распора на сварные кронштейны (по два с каждой стороны), укрепленные с помощью шпилек в отверстиях на концевых участках фрагмента. В вертикальном положении фрагмент на катках и домкраты со штангами удерживали с помощью продольной опоры с подкосами.

Центрирование усилия обеспечивалось за счет шарниров домкрата и штанги, упирающихся в шаровые выемки кронштейнов. Напряженное состояние и контроль центрирования осуществляли путем замера деформаций по обеим сторонам фрагмента с помощью датчиков сопротивления и индикаторов в двух уровнях на базе стыка.

На растяжение фрагменты испытывали ступенями по 50 кН с выдержкой 4...6 мин для снятия показаний приборов. Расчетные параметры и результаты испытаний при растяжении фрагментов с самонапряженными стыками приведены в таблице.

| Марка и эскиз фрагмента | Прочность, МПа | Самонапряжение, МПа | Нагрузки, кН: при образовании трещин | Нагрузки, кН: фактические при раскрытии трещин до 0,2 мм | Разрушающая нагрузка, кН | Характер разрушения |
|---|---|---|---|---|---|---|
| РМн-1 | 56 / 2,7 | 0,7 | 532/580 | 660 | 640/680 | Текучесть арматуры |
| РМн-2 | 78 / 2,6 | 0,3 | 474/400 | 550 | 640/680 | То же |
| РСС-1 | 57 / 2,7 | 1,5 | 214/220 | 400 | 640/760 | Разрыв арматуры в сборной плите |
| РСС-2 | 57 / 2,7 | 1,5 | 214/300 | 450 | 640/750 | То же, и разрушение сварных швов |
| РСП1-1   | 57 / 2,7 | 1,5 | 214/250 | 400 | 640/650 | Смятие бетона под петлями арматуры. Текучесть арматуры |
| РСП1-2 | 40 / 2,0 | 1,5 | 223/320 | 500 | 640/590 | То же |
| РСП2-1   | 57 / 2,7 | 1,5 | 214/300 | 500 | 640/650 | Текучесть арматуры |
| РСП2-2 | 40 / 2,0 | 1,5 | 222/290 | 500 | 640/675 | То же |

Примечание. Над чертой — при сжатии, под чертой — при растяжении. Перед чертой — расчетные, после черты — фактические.

Превышение фактического момента трещинообразования над расчетным в отдельных случаях до 40% объясняется тем, что в расчете не учтена прочность склеивания по контакту нового бетона со старым. Это в известной мере соответствует результатам специальных испытаний по склеиванию напрягающего бетона с бетоном на портландцементе.

Характерно также разрушение фрагментов со стыками под нагрузкой. Если сварные стыки разрушались в результате разрыва арматуры в местах сварки, то петлевые стыки, особенно при большой нахлестке, разрушались постепенно с образованием бетонных элементов, ограниченных встречными петлями. Наличие продольной арматуры способствовало лучшей работе бетона на срез под петлями.

Таким образом, и сварной, и петлевой стыки при выполнении конструктивных требований в части равнопрочности сварных соединений по величине нахлестки петель (прямой участок вставки не менее 15 $d_a$) при использовании напрягающего бетона марок по самонапряжению $S_p1{,}5...S_p2$ обеспечивают в зоне контакта при аналогичном армировании одинаковое с монолитным сечением тяжелого бетона (на портландцементе) ограниченное раскрытие трещины, удовлетворяющее требованиям 3-й категории трещиностойкости.

В практике проектирования и строительства цилиндрических емкостей успешно используют оба вида самонапряженных стыков. Радиальные отстойники диаметром 24 и 30 м с петлевыми стыками разработаны и построены трестом Алтайсвинецстрой Минстроя КазССР, что позволило дополнительно сократить трудозатраты и сроки строительства[1]. Ростовским Водоканалпроектом разработаны экспериментальные проекты радиальных отстойников диаметром 18, 24, 30 и 40 м со сварными стыками. Их использование в практике строительства показало высокую надежность конструкции, сокращение трудозатрат по сравнению с типовыми проектами с навивкой арматуры на 40%.

[1] Подгорный И. Р. Полносборные круглые резервуары с напряженными стыками // На стройках России. — 1981. — № 2. — С. 13—14.

## Новые изобретения

**№ 43***

А. с. 1353876 СССР, МКИ³ Е 04 С 5/07. **Арматурный элемент для дисперсного армирования**/А. Ю. Пышминцев, Б. А. Евсеев, В. И. Портнягин (СССР); Челябинский политехнический ин-т.

А. с. 1353878 СССР, МКИ³ Е 04 G 21/12, С 05 Д 15/01. **Устройство для измерения напряжения в арматуре железобетонных конструкций**/В. В. Гулунов, Г. Б. Гершкович (СССР); ПО Челябинский завод ЖБИ № 1.

**№ 44**

А. с. 1355663 СССР, МКИ³ Е 02 В 9/06. **Подземная тепловая сеть в железобетонном канале**/Ф. Ф. Корсаков (СССР); Павлодарский индустриальный ин-т.

**№ 45**

А. с. 1357230 СССР, МКИ³ В 28 В 1/08. **Виброплощадка для уплотнения бетонных смесей**/Н. И. Мельников (СССР).

*См.: Открытия. Изобретения.— 1987.



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 624.154.3

В. В. БАБКОВ, А. В. ПОПОВ, кандидаты техн. наук (Уфимский нефтяной ин-т);
Г. С. КОЛЕСНИК, Ю. Г. НУРИЕВ, кандидаты техн. наук (НИИпромстрой);
В. А. ЯКУШИН, канд. техн. наук (НИИЖБ)

# Роль прочности бетона и косвенной арматуры в обеспечении ударостойкости свай

Ударостойкость железобетонной сваи при забивке в грунт обеспечивается в основном статической прочностью бетона и поперечной арматурой головы сваи. Однако из-за отсутствия теоретических и недостаточности экспериментальных исследований остается неясным влияние этих факторов на общую ударостойкость сваи, не существует методики расчета косвенного армирования головы и конструкции сваи в целом по ударной стойкости [1...3].

В обеспечении бездефектного погружения свай играют роль и другие параметры системы «молот — свая — грунт», однако авторы рассмотрели только часть проблемы, относящейся непосредственно к ударной прочности самой железобетонной сваи.

В связи с этим, а также с учетом потребностей строительства в сваях повышенной ударной стойкости в Уфимском нефтяном институте и НИИпромстрое совместно с НИИЖБом в последние годы изучили влияние прочности бетона, косвенного армирования и других факторов на ударостойкость бетона и железобетона.

Как известно, ударная стойкость бетона, оцениваемая количеством ударов до разрушения $N$, связана с относительным уровнем динамического напряжения в бетоне $\sigma_d/R$ в момент удара и увязывается с этой характеристикой, а также с коэффициентом динамического упрочнения $k_d$ и выносливости $k_r$ известной для описания усталостной выносливости зависимостью

$$\frac{\sigma_d}{R} = k_d - k_r \lg N, \qquad (1)$$

где $\sigma_d$ — нормальное сжимающее динамическое напряжение; $R$ — статическая прочность бетона на сжатие.

Очевидно, что повышение ударной стойкости бетона от некоторого уровня $N$ до более высокого уровня $\eta_d N$ ($\eta_d > 1$) возможно благодаря приемам, влияющим на соотношение $\sigma_d/R$. Количественно это влияние учитывает коэффициент $\gamma < 1$

$$\gamma \frac{\sigma_d}{R} = k_d - k_r \lg (\eta_d N). \qquad (2)$$

Степень относительного динамического упрочнения бетона определяется формулой

$$\eta_d = N^{\gamma-1} \cdot 10^{\frac{k_d}{k_r}(1-\gamma)}. \qquad (3)$$

Учитывая, что для понижения уровня напряжений $\sigma_d/R$ с целью повышения $\eta_d$ исключается снижение энергии удара из-за потерь производительности сваебойного оборудования, можно считать, что простейшим приемом повышения ударной стойкости является увеличение статической прочности бетона $R$.

Росту прочности бетона сопутствует повышение его модуля упругости и, в частности динамического модуля упругости $E_d$, который влияет на динамическое напряжение при нагружении свободно падающим грузом в соотношении $\sigma_d = CE_d$ ($C$ — коэффициент пропорциональности) [4].

Тогда для этого приема динамического упрочнения

$$\gamma = \gamma_b = \alpha_b^{-1} \beta_b, \qquad (4)$$

где $\alpha_b$, $\beta_b$ — соотношения прочностей на сжатие и значений динамического модуля упругости более прочного бетона по отношению к исходному менее прочному ($\alpha_b$, $\beta_b > 1$).

Если допустить, что в пределах одного типа бетона уравнение (1) справедливо для достаточно широкого диапазона изменения прочности, т. е. что характеристики уравнения $k_d$ и $k_r$ не изменяются при переходе от бетона одного класса по прочности к другому, то степень динамического упрочнения бетона можно рассчитывать по формулам (3), (4).

Механизм статического и динамического упрочнения бетона при введении косвенной арматуры заключается в том, что при продольном статическом или ударном нагружении возникает растяжение поперечной арматуры, сдерживающее свободную поперечную деформацию и создающее боковое обжатие бетона.

Для расчета относительного статического упрочнения бетона $\alpha_s$ при введении косвенной арматуры служат формулы СНиП 2.03.01—84.

Полное влияние косвенной арматуры на уровень относительного динамического напряжения соответствует коэффициенту

$$\gamma = \gamma_s = \alpha_s^{-1} \beta_s, \qquad (5)$$

где $\beta_s$ — относительное изменение динамического модуля упругости при введении косвенной арматуры, а суммарное влияние повышения класса бетона по прочности на осевое сжатие и косвенной арматуры — равно коэффициенту

$$\gamma = \gamma_b \gamma_s. \qquad (6)$$

Полученные зависимости позволяют, пользуясь формулами СНиП 2.03.01—84 для расчета статического упрочнения косвенной арматурой, при известных $k_d$ и $k_r$ или соотношений $k_d/k_r$ расчетным способом определить степень динамического упрочнения железобетона при повышении класса бетона по прочности на сжатие и интенсивности косвенного армирования. $E_d$ для бетона при расчете динамических напряжений можно получить умножением начального статического модуля упругости $E_b$ по СНиПу на повышающий коэффициент.

Для оценки $k_d$ и $k_r$ кубы с ребром 10 см неармированного и армированного косвенной арматурой (сетки из проволоки ∅ 3...5 Вр-1) бетона подвергли ударному нагружению на вертикальном динамическом копре. Результаты испытаний кубов в данном случае перенесли на оголовок железобетонной сваи как наиболее нагруженную ее часть в цикле ударного воздействия.

При обработке экспериментальных данных динамические напряжения определяли по формуле, полученной для принятых условий испытаний [4]

$$\sigma_d = K E_d \sqrt{h}, \qquad (7)$$

где $K$ — коэффициент копра, зависящий от массы груза, размеров и формы испытуемого образца, характеристики оголовника; $h$ — высота свободно сбрасываемого груза относительно верхней грани испытуемого образца.

Вертикальный динамический копер при массе свободно падающего ударника 12,5 кг, массе стального подбабка — 3,5 кг для образца-куба с ребром 10 см по данным тарировки с помощью средств



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

динамической тензометрии имел $K = 1{,}3 \cdot 10^{-3}$ м$^{-1/2}$.

Для экспериментов использовали мелкозернистые бетоны естественного твердения на классифицированных песках Чесноковского карьера, соответствующих мелкозернистому бетону группы А по СНиП 2.03.01—84, с расходом материалов на 1 м$^3$ согласно ТУ 65.31.28—81. Динамический модуль упругости образцов бетона определяли резонансным методом.

Характер разрушения кубов неармированного бетона в условиях ударного воздействия по данным испытаний аналогичен разрушению призм при статическом нагружении: вследствие поперечного разрыва бетона с четкими вертикальными трещинами на боковой поверхности кубов, что позволяет предположить, что в данном случае зафиксирована физическая прочность бетона, не искаженная влиянием трения на опорных площадках. Поэтому при нахождении относительного уровня напряжения $\sigma_d/R$ за статическую прочность бетона $R$ принимали призменную прочность $R_b$, получаемую перерасчетом по экспериментально полученной кубиковой прочности. Таким же образом устанавливали статическую прочность на сжатие армированных образцов, при этом данные экспериментов для мелкозернистых бетонов удовлетворительно совпадали с результатами расчетов.

Динамические испытания охватывали 12 серий неармированных образцов мелкозернистых бетонов с кубиковой прочностью 15...44,3 МПа и 14 серий кубов армированного бетона с $\mu_{xy} = 0{,}012$, 0,021 и 0,033 и кубиковой прочностью 24,8...31,2 МПа. Количество продольной арматуры в армированных образцах при этом приняли одинаковым, соответствующим нормальному проценту армирования.

Высота подъема ударника определялась технической возможностью проведения испытаний с точки зрения приемлемого числа ударов до разрушения $N$. За базу приняли высоту $h = 0{,}33$ м, при которой для бетона с кубиковой прочностью 24,8 МПа фиксировали уровень $\sigma_d/R_b = 1{,}2$, а разрушение достигалось за $N \approx 10^2$ ударов.

В результате экспериментов для образцов неармированного и армированного мелкозернистого бетона получены приблизительно одинаковые значения соотношения $k_d/k_r \approx 5{,}8$ при $k_d \approx 1{,}75$, что свидетельствует, по-видимому, об общей природе влияния статического упрочнения на повышение ударостойкости бетона и железобетона.

Расчетный аппарат и экспериментально найденное соотношение $k_d/k_r$ позволили применительно к мелкозернистым бетонам построить номограмму для определения степени изменения ударной стойкости железобетона $\eta_d$ при изменении класса бетона по прочности на сжатие $B$ и коэффициента косвенного армирования $\mu_{xy}$. При этом за базу (единицу) приняли ударостойкость бетона класса В25, армированного косвенной арматурой на уровне $\mu_{xy} = 0{,}01$, что соответствует типовой свае с напрягаемой проволочной периферийно расположенной продольной арматурой согласно ТУ 65.12.18—84.

Использование полученных данных для обычных тяжелых бетонов, включающих крупный заполнитель, возможно после соответствующих исследований. Однако общий характер влияния прочности и косвенного армирования следует ожидать аналогичным тому, каким он оказывается для мелкозернистых бетонов.

Данные, отнесенные в первом приближении также и к обычным тяжелым бетонам, позволяют оценить влияние бетона и косвенной арматуры на ударостойкость забивных железобетонных свай.

На основании проведенных исследований рекомендованы сваи повышенной ударной стойкости с локальным применением в голове бетонов повышенной прочности (на 15...25% по сравнению с типовой сваей) или увеличенным (до 1,5 раза) косвенным армированием, позволяющие по данным проведенных испытаний в 2...4 раза сократить разбивку голов свай и повысить надежность их погружения до заданной отметки.

***На ВДНХ СССР***

---

ВДНХ СССР

## Траверса для группового натяжения арматуры

В объединенных павильонах «Строительство» на ВДНХ СССР СКТБ Главмоспромстройматериалов была представлена гидравлическая траверса для группового натяжения преднапряженной арматуры.

Ранее натяжение стержней производили электронагревом по два. Это трудоемкая и длительная операция. Сейчас процесс натяжения заключается в укладке полного комплекта подготовительных стержней (до 30 шт.) в упоры подвижной и неподвижной траверс силовой формы-установки. В подвижную траверсу устанавливают гидравлические домкраты, при подаче давления один конец которого упирается в форму-установку, а другой перемещает подвижную траверсу. Натяжение контролируется электроконтактным манометром. При достижении заданного натяжения подвижная траверса фиксируется. После передачи натяжения на бетон фиксаторы убирают и гидродомкратом плавно сбрасывают натяжение.

Внедрение гидравлической траверсы позволило значительно облегчить трудоемкую технологическую операцию по укладке и натяжению стержней, сократить время зарядки и натяжения в 6...8 раз, повысить производительность труда в 3...4 раза, сэкономить до 25 кВт·ч электроэнергии на 1 м$^3$ изделия, полностью исключить брак из-за обрыва стержней, отказаться от дорогостоящих выпрямительных установок. Экономический эффект составил 60 тыс. р. в год на 16 формах-установках.

*Оборудование изготовлено на Лианозовском механическом заводе (127411, Москва, ул. Вагоноремонтная, 4), внедрено на заводе ЖБИ № 18 (107143, Москва, ул. Николая Химушина).*



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 691.327:666.973.2:669.162.266.448

В. С. ГРЫЗЛОВ, А. Г. КАПТЮШИНА, кандидаты техн. наук (Череповецкий филиал Вологодского политехнического ин-та)

# Изменение теплопроводности шлакобетона в процессе эксплуатации

Известно [1], что свойства бетона наиболее отчетливо проявляются при анализе его объемных деформаций, вызванных микроструктурными изменениями под влиянием внешних нагрузок и внутренних напряжений.

Теплопроводность, определяемая коэффициентом теплопроводности, является одной из основных эксплуатационных характеристик бетона. В связи с этим важно знать изменение коэффициента теплопроводности бетона в результате длительного действия нагрузки.

В специальной литературе данный вопрос практически не освещен. Однако по аналогии с исследованиями скорости распространения ультразвуковых импульсов при длительном нагружении бетона можно сделать некоторые выводы. Согласно работе [2], скорость распространения ультразвуковых импульсов всегда значительно меньше начальной, что указывает на возникновение микроструктурных тормозящих эффектов, влияющих и на распространение тепловых волн. Поэтому можно предположить, что теплопроводность бетона при длительном нагружении уменьшается.

В ЦНИЛ Главлипецкстроя разработана методика исследования теплопроводности бетона при длительном воздействии на него сжимающей нагрузки. Для экспериментов использовали образцы-призмы размером 100×100×400 мм, изготовленные из шлакобетона классов В25, В30 и шлакопемзобетона класса В30 (см. таблицу).

Коэффициент теплопроводности измеряли миниатюрными зондами длиной 100...120 мм, диаметром 1...1,2 мм, заформованными в образцах в продольном направлении. Для регистрации показаний служили высокочувствительные гальванометры. Установка обеспечивала диапазон измерения коэффициента теплопроводности 0,1...1 Вт/(м·°С) при относительной погрешности ±5%.

Длительную сжимающую нагрузку создавали на рычажных 15-тонных установках, изготовленных по методике НИИЖБа. Продольные деформации замеряли индикаторами часового типа,

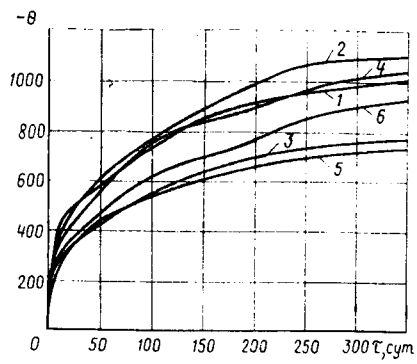



**Рис. 1. Зависимость изменения полных объемных относительных деформаций шлакобетонов во времени при разных уровнях напряжений**

*1* — шлакобетон класса В25, η=0,2; *2* — то же, η=0,3; *3* — шлакобетон класса В30, η=0,2; *4* — то же, η=0,3; *5* — шлакопемзобетон класса В30, η=0,2; *6* — то же, η=0,3

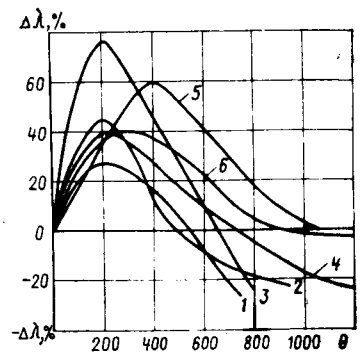



**Рис. 3. Зависимость приращений теплопроводности от полных объемных относительных деформаций**

Условные обозначения см. по рис. 1

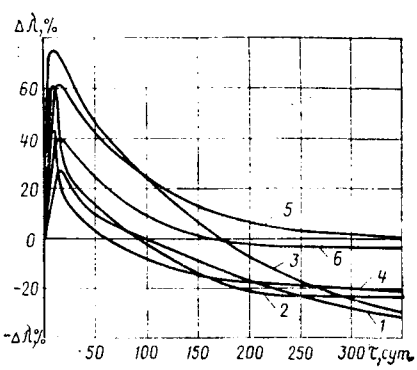



**Рис. 2. Зависимость изменения приращений теплопроводности во времени при разных уровнях напряжения**

**Условные обозначения см. по рис. 1.**

поперечные — тензодатчиками. Исследования проводили при уровнях загружения 0,2 и 0,3 $R_{пр}$, что исключало влияние интенсивного микротрещинообразования. Температурно-влажностный режим поддерживали на постоянном уровне ($t=18\pm5$°С; $\varphi=60\pm5$%). Образцы загружали после 50 сут предварительного выдерживания в воздушно-сухих условиях.

В ходе исследований установлено, что при выбранных уровнях загружения коэффициент поперечных деформаций находился в пределах 0,2...0,24 и практически не отличался от коэффициента Пуассона.

Поэтому полные объемные относительные деформации θ рассчитывали по формуле

$$\theta = \varepsilon_x^{пол}(1-2\mu). \qquad (1)$$

На рис. 1...3 представлены изменения объемных относительных приращений коэффициента теплопроводности по времени и взаимосвязь этих изменений.

| Материал | Класс бетона | Расход материалов на 1 м³ | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Портландцемент, кг, марки | | Шлаковая пемза, л, фракции, мм | | Шлаковый щебень фракции 5—10 мм, л | Гранулированный шлак фракции 0—5 мм, л | Кварцевый песок, кг | Вода, л | СДБ, ρ=1,05 г/см³, л |
| | | 500 | 600 | 5—10 | 10—20 | | | | | |
| Шлакобетон | В25 | 370 | — | — | 590 | 385 | 565 | — | 190 | 6,1 |
| | В30 | — | 445 | — | 590 | 385 | 520 | — | 185 | 7,5 |
| Шлакопемзобетон | В30 | — | 520 | 275 | 620 | — | — | 650 | 230 | 8,4 |

Примечание. Ж=15...20 с.



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Анализ зависимости $\Delta\lambda = f[\tau(\eta)]$ показывает, что при приложении сжимающей нагрузки сначала ($\tau \ll 1$) происходит резкое увеличение коэффициента теплопроводности, достигающее 40...70% начального. Затем наблюдается постепенное снижение $\Delta\lambda$, через 100...150 сут эти приращения меняют знак, и коэффициент теплопроводности становится меньше начального. Через 300...350 сут отмечается стабилизация приращений коэффициента теплопроводности, которые для шлакобетона составляют 20...25% со знаком минус, для шлакопемзобетона приращения близки к нулю. Такой характер изменения коэффициентов теплопроводности шлакобетонов наглядно подтверждает гипотезу о первоначальном уплотнении и последующем разуплотнении структуры бетона под нагрузкой и сопутствующих тормозящих эффектах, рассеивающих тепловые волны.

Затухающий характер изменения коэффициента теплопроводности при длительно действующей нагрузке связан с затуханием объемных относительных деформаций. Взаимосвязь $\Delta\lambda = f(\theta)$ (см. рис. 3) имеет ярковыраженную параболическую зависимость, максимум которой находится в пределах $200 \leqslant \theta \leqslant 400$.

Математическая обработка результатов исследования позволила получить обобщающие уравнения регрессии:

$$\left.\begin{aligned} \theta_m &= \theta_1 + 4{,}4\tau\ (1 - 0{,}2\cdot 10^{-3}\tau); \\ \Delta\lambda_m &= \Delta\lambda_1 + 0{,}4\tau \times \\ &\times (1{,}75\cdot 10^{-3}\tau - 1); \\ \Delta\lambda_m &= \mu\theta_m\ (1 - 1{,}43\cdot 10^{-3}\theta_m), \end{aligned}\right\} \quad (2)$$

где $\theta_1$, $\Delta\lambda_1$ — относительные объемные деформации и приращения коэффициента теплопроводности через сутки. $1 < \tau < 350$.

Заменяя в уравнениях (2)

$$\Delta\lambda_m \text{ на } \frac{\lambda_m - \lambda_0}{\lambda_0},\ \theta_m \text{ на } (1),$$

получим

$$\lambda_m = 4\cdot 10^{-3}\,\tau\,\lambda_0\,(1{,}75\cdot 10^{-3}\tau - 1) + \lambda_1, \quad (3)$$

а из условия допустимости при низких уровнях загружения $\varepsilon_x^{\text{пол}} = \varepsilon_{\text{пр}}^{\text{кр}}$

$$\lambda_1 = \lambda_0\,\{1 + \mu\,\varepsilon_{\text{пр}}^{\text{кр}}\,(1 - 2\mu)[1 - 1{,}43\cdot 10^{-3}\,\varepsilon_{\text{пр}}^{\text{кр}}\,(1 - 2\mu)]\}. \quad (4)$$

Подставляя выражение (4) в формулу (5), общее уравнение изменения теплопроводности бетона во времени $\tau$ при заданном уровне нагружения $\eta$ можно записать в виде

$$\lambda(\tau, \eta) = \lambda_0\,\{1 + \mu\,\varepsilon_{\text{пр}}^{\text{кр}}(\eta)10^{-2} \times (1 - 2\mu)[1 - 1{,}43\cdot 10^{-3}\,\varepsilon_{\text{пр}}^{\text{кр}}(\eta)\,(1 - 2\mu)] + 4\cdot 10^{-3}\,\tau\,(1{,}75\cdot 10^{-3}\,\tau - 1)\}. \quad (5)$$

Зависимость (5) позволяет прогнозировать изменения коэффициента теплопроводности шлакобетона при длительном действии нагрузки с учетом его деформативности и начальной теплопроводности.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК


1. Берг О. Я., Щербаков Е. Н., Писанко Г. Н. Высокопрочный бетон.— М.: Стройиздат, 1971. — 208 с.
2. Прочность, структурные изменения и деформации бетона / А. А. Гвоздев, А. В. Яшин, К. В. Петрова и др. — М.: Стройиздат, 1978. — 297 с.



УДК 693.542.4



Т. Б. АРБУЗОВА, канд. техн. наук (Куйбышевский инженерно-строительный ин-т)


# Добавка для омоноличивания стыков сборного железобетона

Известно, что усадка цементного камня в ряде случаев приводит к нарушению монолитности конструкций. Следствием этого являются, например, протекание и промерзание швов крупнопанельных зданий. Трещины в основном появляются на границе «панель — стык».

В НИИЦементе [1, 2] успешно ведутся исследования по получению расширяющихся, напрягающих и безусадочных цементов. В Куйбышевском инженерно-строительном институте из недефицитного сырья получена расширяющаяся добавка, а на ее основе — расширяющиеся цементы, растворы и бетоны. Использование добавки в сочетании с обыкновенным портландцементом позволяет не только исключить усадку, но при твердении в частично замкнутом объеме (в стыках панелей, например) увеличить плотность и прочность самого камня и герметичность соединительных узлов. Добавка может быть изготовлена на любом заводе — цементном или железобетонных изделий либо на строительной площадке на традиционном оборудовании.

Эффект расширения достигается путем внедрения в гидратные новообразования портландцемента большого количества гидросульфоалюминатов кальция высокосульфатной формы — тригидросульфоалюмината кальция (ТГСАК) или эттрингита $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \times 31H_2O$ (рис. 1). Кристаллизация их в цементном камне приводит к раздвижке его каркаса при твердении в незамкнутом объеме или к упрочнению при ограничении пространства, т. е. в замкнутом объеме.

**Рис. 1. Микроструктура цементного камня с расширяющей добавкой (×9000)**

Добавка содержит необходимые ингредиенты для образования ТГСАК — глинозем, оксид и сульфат кальция[1]. Основным ее компонентом являются распространенные глиноземсодержащие отходы — шламы органического синтеза или щелочного травления алюминия. В процессе приготовления добавки шламы корректируют известью и гипсом (трехкомпонентная добавка) либо только гипсом (двухкомпонентная). Имеется ла-

[1] А. с. 444746 СССР МКИ *С 04 b* 7/54. Расширяющая добавка к цементу / Т. Б. Арбузова, А. Н. Новопашин, Т. А. Лютикова, Э. В. Пименова СССР // Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки. — 1974. — № 36. — С. 54.

А. с. 835983 СССР МКИ *С 04 В* 7/14. Способ производства расширяющей добавки к цементу / Т. Б. Арбузова, А. А. Новопашин, А. М. Дмитриев и др. (СССР) // Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки. — 1981. — № 21. — С. 11.




Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Таблица 1

| Предприятия поставщики шлама | Условия образования | $Al_2O_3$ | CaO | MgO | $Fe_2O_3$ | $SiO_2$ | $SO_3$ | П. п. п* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Куйбышевский завод синтетического спирта (Новокуйбышевск) | Нейтрализация сточных вод NaOH | 35,17 | 7,22 | 2,58 | 4,07 | 8,03 | 0,34 | 42,59 |
| ПО «Оргсинтез» (Казань) | То же | 65,10 | 3,64 | — | 4,00 | — | 0,68 | 26,58 |
| Череповецкий азотно-туковый завод (обожженый при t=800°C) | » | 88,12 | 4,87 | 2,17 | 3,21 | 1,63 | — | — |
| ПО «Нижнекамскнефтехим» | Нейтрализация сточных вод $Ca(OH)_2$ известковым молоком | 36,45 | 29,12 | 6,10 | 1,60 | 0,64 | 0,75 | 25,34 |

* Потери при прокалывании.

Таблица 2

| Наименование шлама (завод) | Состав добавки, мас. ч. | | | Сроки схватывания, ч-мин | | Линейное расширение, %, через сут | | | Предел прочности через 28 сут, МПа |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | шлам | известь | гипс | начало | конец | 1 | 7 | 28 | |
| Новокуйбышевский | 100 | 77 | 200 | 0—30 | 4—00 | 0,10 | 0,30 | 0,30 | 4,2/40,5 |
| Казанский | 100 | 88 | 236 | 1—00 | 2—30 | 0,25 | 0,49 | 0,58 | 4,3/42,0 |
| Череповецкий | 100 | 120 | 320 | 0—15 | 4—45 | 0,30 | 0,57 | 0,62 | 4,3/43,0 |
| Нижнекамский | 100 | 33 | 170 | 1—00 | 4—25 | 0,51 | 0,75 | 0,82 | 4,6/41,0 |

**Примечание.** Перед чертой — предел прочности при изгибе; после черты — при сжатии.

бораторный опыт получения шлама, содержащего все ингредиенты ТГСАК (однокомпонентная добавка).

Шламы органического синтеза образуются в результате нейтрализации кислых, содержащих хлористый алюминий, сточных вод производств этил- и изопропилбензола. Шламы делят на две группы, отличающиеся химическим и минералогическим составом: первая группа получена в результате нейтрализации стоков едкой щелочью и содержит большое количество оксида алюминия в виде бемита, гиббсита, гидраргелита; вторая группа выделена из сточных вод нейтрализацией известковым молоком, в составе преобладают алюминаты кальция.

В табл. 1 представлены химические составы, %, шламов некоторых предприятий. По количеству $Al_2O_3$ и CaO шламы существенно различаются, однако в условиях конкретного завода этот показатель колеблется в очень узких пределах. Требования к компонентам, корректирующим шлам, и к основному вяжущему следующие: известь должна иметь активность не ниже 70%, строительный гипс — марки не ниже Г-5, портландцемент марки не ниже 400.

Для практических целей расчет состава добавки может быть упрощен и вестись на соотношение $Al_2O_3 : CaO : CaSO_4 \simeq 1:1{,}65:4{,}53$. В расчете учитывается состав шлама, активность извести и чистота гипса. В табл. 2 приведены составы добавок на основе разных шламов. Нижнекамский шлам требует извести гораздо меньше, чем шламы щелочной нейтрализации. Установлена возможность получения с помощью направленной известковой нейтрализации сточных вод (до определенного pH среды) шламов заданного состава, исключающих корректирование известью. В этом случае приготовление добавки упрощается, поскольку в ее составе вместо трех компонентов (шлам+известь+ +гипс) участвуют только два (шлам+ +гипс).

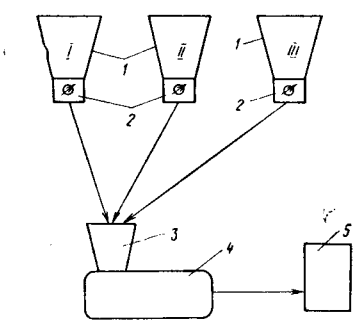



**Рис. 2. Схема получения расширяющей добавки**
I — шлам; II — гипс; III — известь; *1* — бункер сырьевых материалов; *2* — весовой дозатор; *3* — бункер мельниц; *4* — шаровая мельница; *5* — упаковочная машина

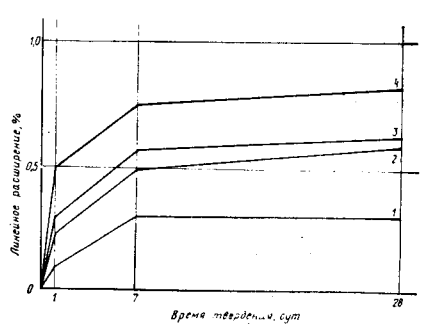



**Рис. 3. Кинетика расширения образцов из цементов с добавкой на основе шламов**
*1* — новокуйбышевского; *2* — казанского; *3* — череповецкого; *4* — нижнекамского

На рис. 2 дана схема приготовления добавки, которая осуществляется на любом оборудовании, например на вибромельнице М-200. Особое внимание следует обратить на тщательность дозировки компонентов и тонкость помола (проход через сито № 008 не менее 85% навески).

На цементных заводах при изготовлении расширяющихся цементов для лучшей гомогенизации добавку следует вводить в процессе помола клинкера; возможен вариант смешивания готового цемента с добавкой при кратковременном совместном домоле. Еще более просто ввести добавку непосредственно в растворы и бетоны заводского изготовления или на месте их использования.

В расширяющиеся бетоны и растворы добавка вводится в процессе их перемешивания в сухом виде или в виде суспензии с водой затворения. Экономия при этом составляет 65,54 р. на 1 т.

Количество добавки в композициях определяется заданной величиной расширения. Характеристики расширяющихся цементов с 10% добавки массы цемента представлены также в табл. 2.

На рис. 3 показана кинетика расширения образцов. Наблюдение за процессами гидратации методами рентгеноструктурного, электронномикроскопического анализов показал, что через 1 ч после затворения в тесте обнаруживается мелкозернистая масса, через 1 сут появляются кристаллы ТГСАК, через 3 сут — смесь отдельных кристаллов и их сростков. Их интенсивный рост продолжался до 7 сут, а затем стабилизировался. Оставленные на длительное хранение образцы признаков разрушения не имели.

Поскольку все шламы (кроме череповецкого, обожженного в процессе выделения) содержат значительное число органических примесей, снижающих стабильность расширяющего действия добавки, их перед помолом подвергали термообработке. Оптимальной является температура 400...500°C, при которой выгорают все органические примеси, происходит некоторая активизация компонентов. Кроме того, обжиг позволяет получать эффект расширения цементов с меньшим содержанием добавки.

Экономическая эффективность расширяющихся цементов с применением шламов, доступность сырьевых компонентов добавки свидетельствуют о перспективности их приготовления на цементных заводах. Однако не менее рациональным является введение добавки непосредст-



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Таблица 3

| Бетон класса В15 | Расход материалов, кг/м³ | | | | Предел прочности при сжатии, МПа, через | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | щебень | песок | цемент | добавка | 28 сут | 1 год |
| Без добавки | 1115 | 715 | 300 | — | 21,4 | 25,2 |
| С добавкой | 1115 | 715 | 300 | 30 | 27,0 | 30,7 |

венно в растворы и бетоны. Это тем более важно, что для большинства общестроительных работ специальные цементы не отпускаются.

Введение расширяющей добавки непосредственно в растворы и бетоны для омоноличивания межпанельных стыков жилых домов осуществлялось на объектах треста КПД г. Куйбышева. Приготовленную и расфасованную по 6 кг добавку доставляли на объекты, вводили в готовую смесь путем совместного перемешивания в бетоносмесителе принудительного действия (3...5 мин). Добавку вводили в виде суспензии 1:2 (добавка : вода) вместе с водой затворения. Количество ее составляло 10% массы цемента (на сухое вещество). Готовую смесь послойно укладывали в стык с уплотнением игольчатым вибратором.

Швы, замоноличенные бетоном с добавкой на шламе, хорошо заполнялись, усадочных трещин в месте контакта «панель — стык», характерных для швов на бетонах без добавки, не обнаружено. Длительное наблюдение за состоянием стыков и результаты испытания одновременно заложенных стандартных образцов (табл. 3) свидетельствуют о преимуществе применения бетонов с добавкой. Стыки отличаются повышенной герметичностью, прочность бетона с добавкой через год на 20% превышала прочность бетона без добавки. Бетоны и растворы с расширяющей добавкой оказались более морозостойкими, обладали большой водонепроницаемостью и обеспечивали лучшую сохранность арматуры от коррозии во влажных условиях.

Обследование стыков было выполнено через 4, 6 и 12 лет после их омоноличивания. Качество их оказалось значительно выше, чем при использовании обычных составов. Даже при более жестких атмосферных воздействиях (северная сторона, преобладающее направление ветров) они находились в удовлетворительном состоянии. Это свидетельствует о долговечности растворов и бетонов с расширяющей добавкой.

### Выводы

Введение в цементы, растворы и бетоны расширяющей добавки на основе шламов органического синтеза позволит повысить герметичность и монолитность стыковочных узлов сборного железобетона, что особенно важно в крупнопанельном домостроении. Длительный опыт использования бетонов и растворов с добавкой показал, что прочность бетона повышается на 20% по сравнению с прочностью бетона без добавки. Изготовление добавки сводится к совместному помолу компонентов и может осуществляться в заводских условиях или на строительной площадке. Компоненты добавки дешевы и недефицитны.

Расширяющиеся цементы, приготовленные на основе портландцемента и добавки, экономически эффективны, а бетоны и растворы на их основе отличаются долговечностью. Применение добавки в производственных условиях может осуществляться приготовлением на заводе ЖБИ сухих растворных и бетонных смесей с добавкой, а на строительном объекте — затворением смесей водой; добавку можно вводить в готовые растворные и бетонные смеси; на цементных заводах вводить добавку при помоле клинкера или смешивать ее с готовым цементом.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК


1. Напрягающий цемент из сульфоалюминатного клинкера / Т. Б. Кузнецова, В. И. Шарко // Цемент. — 1978. — № 1. — С. 12—13
2. Кузнецова Т. В. Алюминатные и сульфоалюминатные цементы. — М.: Стройиздат, 1986. — 208 с.


## *На ВДНХ СССР*

## Мелкие стеновые блоки

На ВДНХ СССР на тематической выставке «Новые материалы, прогрессивная технология и оборудование для их изготовления. Энергосберегающие технологии» демонстрируются разработанные НИИСМИ Минстройматериалов УССР мелкие стеновые блоки из автоклавного ячеистого бетона с пылевидными отходами ферросплавного производства.

Они предназначены для кладки наружных, внутренних стен и перегородок жилых, общественных, производственных и сельскохозяйственных зданий с относительной влажностью воздуха в помещениях не более 75%. Кроме того, блоки применяют для кладки несущих стен одноэтажных животноводческих помещений, жилых, общественных и производственных зданий высотой до двух этажей, ненесущих стен независимо от этажности. Блоки размерами 600×250×200 и 600×200×200 мм изготовляют из бетона плотностью 600...700 кг/м³, с пределом прочности при сжатии 3,5...4,5 МПа, морозостойкостью 50 циклов. В качестве вяжущих для приготовления ячеистого бетона применяют портландцемент марки не ниже 400 с удельной поверхностью 3500±500 см²/г, кальциевую известь-кипелку, известково-песчаное вяжущее. В качестве кремнеземистого компонента используют кварцевый песок в виде песчаного шлама и пылевидные отходы ферросплавного производства. Газообразователем служит алюминиевая пудра ПАП-I с поверхностно-активным веществом для ее обработки.

Мелкие стеновые блоки легко пилить, сверлить, в них хорошо вбиваются гвозди. Наружные стены здания из мелких блоков покрывают штукатуркой или окрашивают в любой цвет. Блоки производят по прогрессивной виброрезательной технологии методом формования крупноразмерных массивов объемом 4,5 м³ с последующей предавтоклавной разрезкой.

Относительно высокие прочность, морозостойкость, малая масса, низкие теплопроводность и паропроницаемость, хорошие звукоизоляционные свойства ячеистого бетона с пылевидными отходами ферросплавного производства позволяют отнести мелкие стеновые блоки из него к разряду эффективных строительных изделий.



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 624.012.4:631.243.24

А. Д. ПРОКОПОВИЧ, инж. (КТБ Стройиндустрия)

# Технологическая линия для изготовления объемных элементов сборных силосов элеваторов

Производство сложных объемных железобетонных изделий (сантехкабины, шахты лифтов, блоки хлебоприемных элеваторов), как правило, организовано по стендовой или агрегатно-поточной технологии. Оно требует значительных затрат материальных и трудовых ресурсов и занимает большие площади. Комплексной научно-технической программой «Техническое перевооружение и реконструкция предприятий сборного железобетона в БССР» предусмотрена концентрация производства водонепроницаемых элементов элеваторов.

Минский филиал КТБ «Стройиндустрия» разработал технологическую линию по изготовлению наружных и внутренних стеновых элементов элеваторов для типового пролета размером 18×144 мм.

Простая, надежная социально-привлекательная и экономичная технология производства таких изделий обеспечена благодаря созданию нового оборудования, использованию надежного и опробированного оборудования других организаций.

На линии предусмотрен выпуск объемных, угловых и плоских элементов элеватора серии 7961.СКС-37 и 3.702-1, причем все виды изделий выпускают в однотипных формах (см. табл.). При производстве изделий типа СОГ, СУГ и СПГ все технологические операции по распалубке и съему изделий, чистке, смазке и сборке форм, армированию, укладке и уплотнению бетонной смеси осуществляют на конвейере.

Нагрев и изотермическое выдерживание изделий в формах производят в электроиндукционных ямных камерах ТВО периодического действия. Изделия (см. таблицу) охлаждают в тоннельной камере, входящей в состав конвейера.

Технология производства элементов элеваторов основана на формовании объемного блока (или элементов, его составляющих) в формах со съемными жесткими сердечниками, извлекаемыми после ТВО.

Конвейер включает два последовательно расположенных и связанных единым ритмом участка. На участке I (рис. 1) формы совместно с прошедшими ТВО изделиями и сердечниками перемещаются толкателями. Предусмотрена камера охлаждения тоннельного типа. Участок II позволяет перемещать по нему не только формы, но и извлеченные из них сердечники, для чего последние снабжены специальными направляющими для движения по тем же роликам конвейера, что и формы. Предусмотрены дополнительные зацепы. На этом участке выполняются практически все технологические операции по изготовлению элементов элеватора.

| Марка изделия | Объем бетона в изделии | Количество формуемых изделий | Объем формовки, м³ | Число форм на линии |
|---|---|---|---|---|
| СОГ-1Т-А | 1,7 | 1 | 1,7 | 7 |
| СОГ-1ТУ-А | 1,87 | 1 | 1,87 | 1 |
| СУГ-1Т-А | 1,22 | 2 | 2,44 | 1 |
| СПГ-1Т-А | 0,66 | 4 | 2,64 | 2 |
| СОГ-1, -2, -3, -3А | 1,52 | 1 | 1,52 | 21 |

С целью экономии тепловой энергии и ускорения оборачиваемости форм совершенно по-иному конструктивно решены устройства для ТВО. Режим ТВО разделен на два этапа: первый — разогрев и изотермическое выдерживание, а вернее, термосное выдерживание изделий, проводят в ямных электроиндукционных утепленных камерах периодического действия, а второй (охлаждение) — в тоннельной камере.

Форма для формования сборных элементов элеваторов выполнена таким образом, что угловые вкладыши, установленные в прорезях поддона, имеют возможность отклоняться внутрь формы на требуемый угол, позволяя свободно извлекать изделия без извлечения вкладышей.

Внутри полого сердечника (рис. 2) на специальных стойках, крепящихся к поддону, предусмотрены грузозахватные площадки под автозахват для перемещения формы вместе с изделиями и сердечником. Для удобства работы грузозахватные площадки поддона вынесены на один уровень с площадками сердечника, причем, и те, и другие равноудалены относительно вертикальной оси, проходящей через центр формы, и повернуты в горизонтальной плоскости относительно друг друга. Расположение грузозахватных площадок в плоскости сердечника позволяет использовать один автозахват для перемещения сердечника и формы, что улучшает организацию технологического процесса, позволяет лучше ис-

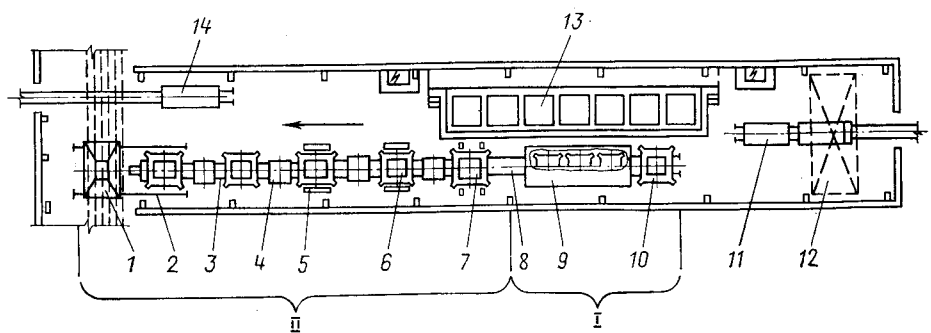



**Рис. 1. Схема технологической линии**
*1* — бетоноукладчик; *2* — виброплощадка; *3* — участок конвейера подготовки и сборки форм; *4* — сердечник; *5* — механизм закрытия бортов; *6* — механизм открывания бортов; *7* — механизм подрыва сердечника; *8* — участок конвейера с камерой охлаждения; *9* — камера охлаждения; *10* — форма с изделием и сердечником; *11* — тележка для вывоза готовой продукции; *12* — кран мостовой; *13* — ямные электроиндукционные камеры ТВО; *14* — тележка для завоза арматурных изделий
I, II — участки конвейерной линии

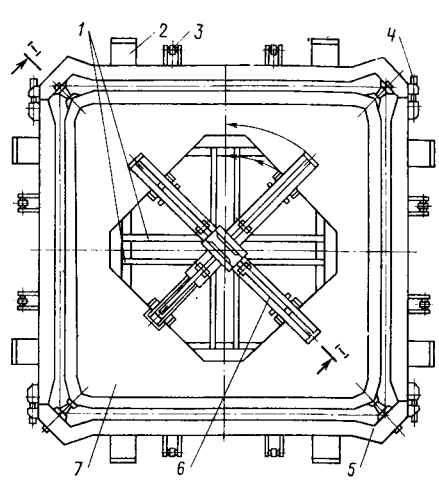



**Рис. 2. Форма в плане в сборе с сердечником и установленным автозахватом**
*1* — стойка поддона, несущая грузозахватные площадки формы; *2* — кронштейн поддона, контактирующий с направляющими камеры ТВО; *3* — кронштейн для захвата механизма распалубки; *4* — винтовой замок; *5* — борт формы; *6* — автозахват; *7* — сердечник



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

пользовать краны, а также уменьшить габариты форм. Стропы автозахвата обеспечивают извлечение готовых изделий из форм. Механизм подрыва служит для извлечения сердечника из формы после ТВО.

Посты по открыванию и закрыванию бортов (рис. 3) оборудованы специальными механизмами, представляющими собой шарнирно-рычажную систему с гидроприводом, обеспечивающим открывание и закрывание продольных и поперечных бортов.

Для точной установки форм на постах они оборудованы механизмами точной доводки формы до проектного положения. Конструктивное исполнение механизмов в линии позволяет выполнять основные трудоемкие операции без применения ручного труда, а свободно стоящий на конвейере сердечник и раскрытая форма создают возможность чистки и смазки формовочных поверхностей.

После укладки бетоноукладчиком смеси и уплотнения ее на виброплощадке мостовой кран с помощью автозахвата устанавливает форму с изделием в одну из ямных электроиндукционных камер для ТВО.

Теплоизолированная камера термосного типа предназначена только для разогрева изделий до 90°С в течение 3 ч изотермического выдерживания без подачи энергии. Охлаждение изделий в этих камерах не производят. В случаях отсутствия электроэнергии камеры можно эксплуатировать как традиционные, нагрев и изотермическое выдерживание изделий производят паром.

После ТВО форму извлекают из ямной камеры, транспортируют и устанавливают на выставочный пост участка I. В камере охлаждения используют воздух, направленный из цеха.

После этого форма с изделием поступает на участок II. На посту распалубки гидроцилиндрами осуществляют подрыв сердечника, и краном с автозахватом сердечник извлекают из формы и устанавливают на конвейер впереди формы. На следующем посту, куда формы и сердечник передвигаются зацепами конвейера, специальные механизмы раскрывают борта формы и помещают внутрь угловые вкладыши.

Изделия извлекают из формы, а освобожденная форма и находящийся рядом сердечник чистят и смазывают. На следующем посту в форму помещают объемный арматурный каркас (по измененному варианту армирования) и закрепляют специальными механизмами борта, а после фиксации угловых вкладышей внутри формы устанавливают автозахватом сердечник.

Собранная форма по конвейеру поступает на формовочный пост, где подъемным механизмом опускается на виброплощадку.

Специальным бетоноукладчиком в форму по контуру изделия нагнетают бетонную смесь. После ее уплотнения на виброплощадке цикл повторяют.

На линии (рис. 4) в форму устанавливают укрупнительные арматурные элементы, собранные в арматурном цехе. Взамен восьми плоских сеток и угловых каркасов применены Г-образные укрупненные сетки. Изготовление арматуры механизировано; сварку производят на серийных многоточечных машинах, гнут на специальном кондукторе. Измененный вариант армирования менее трудоемок и позволяет снизить на 6,5...10% расход стали на изделие. Вариант армирования и оборудование разработано КТБ «Стройиндустрия».

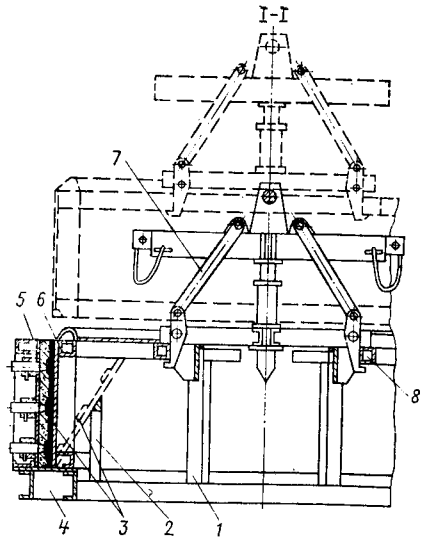



**Рис. 3. Фрагмент формы с сердечником в сборе и автозахватом, контактирующими с грузозахватными площадками сердечника**

*1* — стойка поддона, несущая грузозахватные площадки формы; *2* — ограничительный упор углового вкладыша; *3* — угловой вкладыш; *4* — поддон; *5* — борт формы; *6* — сердечник; *7* — автозахват; *8* — грузозахватные площадки сердечника

Арматурные каркасы к технологической линии доставляют самоходной тележкой. Для хранения арматурных каркасов в цеху напротив постов сборки форм предусмотрен участок. Поскольку качество выпускаемых изделий и надежность работы всей технологической линии, а также время выхода ее на проектный режим работы зависят в основном от качества изготовления и надежности форм, в составе линии запроектирован контрольно-сборочный стенд с комплектом приспособлений и шаблонов. На нем осуществляют сборку форм и контроль размеров, определяющих геометрические параметры изделий, а также проверку соответствия технической документации присоединительных размеров форм.

Предусмотрено изготовление стенда одновременно с выпуском первых 2... ...3 форм. Это дает возможность по результатам испытаний при необходимости откорректировать рабочую документацию форм и стенда. При выпуске всей партии форм стенд находится на сборочном участке завода-изготовителя, что позволяет обеспечить необходимое качество форм. Стенд, поступающий одновременно с последней формой, используют для контроля и восстановления форм в период эксплуатации.

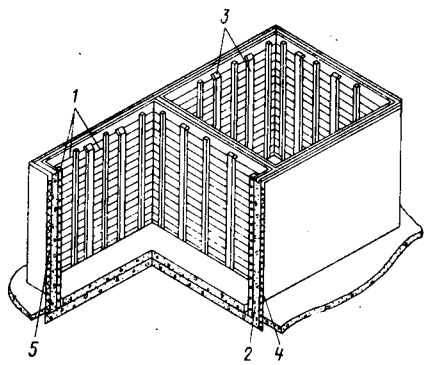



**Рис. 4. Электроиндукционная камера ТВО**

*1* — индуктор; *2* — железобетонная стенка; *3* — отбойник-ограничитель; *4* — утеплитель; *5* — штукатурка по сетке

Проектная производительность линии, смонтированной на комбинате ЖБК в Орше, 20 тыс. м³ в год с одним формовочным постом при двухсменном режиме работы. В настоящее время все основные технологические операции отработаны, ведется наладка оборудования.

Более подробную информацию можно получить по адресу: 220001, Минск, ул. Московская, 18, Минский филиал КТБ «Стройиндустрия».

## На ВДНХ СССР

# Пустотелый камень

Пустотелый силикатный камень с использованием золошлаковых отходов ТЭС применяется для кладки каменных и армокаменных конструкций, изготовления стеновых панелей и блоков в промышленном и гражданском строительстве. Камень получают путем прессования увлажненной смеси из песка и извести с использованием в качестве заполнителя золошлаковых отходов ТЭС и последующим твердением сырца под действием пара в автоклаве.

Использование золошлаковых отходов позволило улучшить гранулометрический состав и формуемость сырьевой смеси; увеличить прочность сырца в 1,5...2 раза без изменения прочности готовой продукции; улучшить ее внешний вид, уменьшить количество брака, отбитостей углов и ребер; значительно повысить морозостойкость изделий; стабилизировать работу прессов.

Пустотность камня 24%, плотность бетона 1400...1500 кг/м³, марка по прочности 150, 200, водопоглощение 14%, морозостойкость 35 циклов, содержание золошлаковых отходов 10%, размер камня 250×120×138 мм, масса в высушенном состоянии 5,75 кг. Цвет изделий — однотонный белый. Автоклавная обработка производится по существующему на заводе режиму. Использование в сырьевой смеси 10% отвальных золошлаковых отходов при производстве продукции в расчете на 100 млн. шт. усл. кирпича позволит утилизировать 40 тыс. т отходов.

Экономический эффект — 0,21 р/тыс. шт. усл. кирпича.

Разработчик — НИИСМИ НПО «Стройматериалы» Минстройматериалов УССР, изготовитель — Трипольский завод силикатных стеновых материалов.



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 666.97.058:628.143.1/.5

Г. В. ТОПИЛЬСКИЙ, В. И. МЕЛИХОВ, К. А. МАВРИН, кандидаты техн. наук (ВНПО Союзжелезобетон); А. Г. ПИПА, Л. В. ПОЗАНКЕВИЧ, инженеры (Енакиевский з-д железобетонных напорных труб)

# Пропитка виброгидропрессованных труб талькосиликатной композицией

На Енакиевском заводе железобетонных напорных труб часть выпускаемых виброгидропрессованных труб выбраковывают при гидростатических испытаниях. Для восстановления водонепроницаемости таких труб на заводе с 1975 г. применяют кольматацию бетона натриевым жидким стеклом согласно ВСН 8-1-75. Однако из-за разбавления водой в приямке гидростенда жидкого стекла до плотности $\rho_c = 1{,}3$ кг/дм$^3$ и меньше гарантированному уплотнению поддаются только трубы с исходной водопроницаемостью при давлении не менее 0,5 МПа. Остальные трубы, водопроницаемые при давлении 0...0,4 МПа, не пропитывают, хотя их число составляет 20...30% общего количества труб, не выдерживающих гидростатических испытаний.

Для повышения эффективности кольматации виброгидропрессованных труб ВНПО Союзжелезобетон разработало [1] и совместно с Енакиевским заводом внедрило новую кольматирующую композицию тонкодисперсного талька в натриевом жидком стекле с добавкой. ПАВ. В отличие от жидкого стекла талькосиликатная композиция имеет меньшую (в 1,5...2 раза) усадку при отверждении и более высокую кольматирующую способность, даже в разбавленном (до $\rho_c = 1{,}3$ кг/дм$^3$) состоянии. Проведенные испытания показали, что водонепроницаемость труб, кольматированных талькосиликатной композицией, сохраняется при длительной эксплуатации в водоводе [1, 2]. При контакте с водой силикатные гели, образующиеся из талькосиликатной композиции, не растворяются, а проявляют тенденцию к самоупрочнению вследствие поликонденсации в их поверхностном слое медленнодиффундирующих (по сравнению с ионами натрия) полианионов кремневой кислоты. Этот процесс протекает при pH среды $\leqslant 8$. Поскольку величина pH грунтовых вод не превышает 8, то согласно

Таблица 1

| Характеристика насосов | Насосы | |
|---|---|---|
| | низкого давления | высокого давления |
| Тип | Центробежный, фекальный | Плунжерный |
| Производительность, м$^3$/ч | 30—86* | 0,4** |
| | 44—110 | 1,6 |
| Предельное давление, МПа | 0,08—0,13 | 1,6 |
| | 0,28—0,34 | 1,6 |
| Мощность, кВт | 4—11 | 1,1 |
| | 17—20 | 3 |

* Над чертой — марка ФГ 57,5/9,5; после черты — ФГ 81/31.
** Над чертой — марка НД 400/16; после черты — НД 1600/16.

работе [3], в природе не существует щелочных агрессивных сред для грунтов, уплотненных силикатизацией. Подобный вывод можно отнести к бетонным и железобетонным трубам, уплотненным жидким стеклом или композициями на его основе.

При внедрении кольматации виброгидропрессованных труб можно использовать типовые стенды для гидростатических испытаний СМЖ-97 и СМЖ-363. На Енакиевском заводе для пропитки труб натриевым жидким стеклом использовали дооборудованный стенд СМЖ-97. Однако опыт его эксплуатации показал, что часть серийных узлов стенда (центробежный консольный насос и насос-допрессовщик) при работе с жидким стеклом быстро выходит из строя, а замена насоса-допрессовщика регулятором РДЖТ-1 приводит к разбавлению жидкого стекла водой.

При внедрении талькосиликатной композиции заводской стенд гидроиспытаний, использовавшийся для кольматации труб натриевым жидким стеклом, переоборудовали. Его оснастили системой пневматического перемешивания талькосиликатной композиции, новым центробежным насосом ФГ и пневмогидравлическим смесителем для приготовления тальководной суспензии. В качестве трубопроводной арматуры использовали пробковые проходные краны, сальниковые, фланцевые. Характеристики насосов, рекомендуемых для стендов кольматации, приведены в табл. 1.

Талькосиликатную композицию готовили предварительным смешением талька с водой, а затем с жидким стеклом. На приготовление 10 т талькосиликатной композиции потребовалось около 5 ч. Этого ее количества достаточно для работы стенда кольматации в течение 2...3 мес. Контроль качества композиции и коррекцию ее состава осуществляли по методике ВНПО Союзжелезобетона. На стенд кольматации трубы устанавливали так, чтобы наиболее крупные дефекты находились в нижней части. В таком положении дефекты в трубе пропитываются менее аэрированными слоями композиции, обогащенными тальком. Из-за медленного нагнетания частиц талька в дефекты бетона по сравнению с жидким стеклом, время изобарического выдерживания труб класса НІО под давлением 1,4...1,5 МПа должно составлять не менее 10 мин. После пропитки выходы наиболее крупных дефектов (раковин) на наружную и внутреннюю (для труб диаметром 1000 и 1200 мм) поверхность безнапорных труб дополнительно заделывали смесью цемента с жидким стеклом.

Пропитанные трубы выдерживали в цехе в течение 1...2 сут без увлажнения и затем повторно испытывали на водонепроницаемость. Результаты сравнительных испытаний труб, армированных и опрессованных по классу НІО (по ГОСТ 22000—86), кольматированных натриевым жидким стеклом и талькосиликатной композицией, приведены в табл. 2.

Таблица 2

| Производство кольматированных труб | Диаметр труб, мм | Давление водонепроницаемости труб до пропитки, МПа | Класс труб после пропитки, % общего количества пропитанных труб | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | Н10 | Н5 | Н3 |
| Опытно-промышленное | 500 | 0,5—1,1 | 90/100* | 10/— | — |
| | 1200 | 0,01—0,49 | —/71 | —/29 | — |
| Промышленное | 1200 | 0,5—1,1 | 66/92 | 25/5 | 9/3 |
| | | 0,01—0,49 | —/75 | —/19 | —/6 |

* Перед чертой — пропитка натриевым жидким стеклом; после черты — талькосиликатной композицией.

Опытно-промышленные испытания подтвердили, что безнапорные и низконапорные трубы, не имеющие сквозных трещин, водопроницаемые при давлении 0,01...0,5 МПа, в том числе с фонтанирующими течами, не поддающиеся на данном заводе уплотнению жидким стеклом, после пропитки талькосиликатной композицией приобретают водонепроницаемость, соответствующую трубам класса НІО ($P_и = 1{,}2$ МПа). Установлено, что продольные и кольцевые трещины надежно не склеиваются натриевым жидким стеклом и талькосиликатной композицией и резко снижают эффективность кольматации бетона при пропитке. Водонепроницае-



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

мость таких труб после пропитки, как правило, не превышает 0,6 МПа (класс Н5). Причем, из-за дополнительного раскрытия трещин и разрушения вследствие этого отдельных участков буртика или раструба труб под давлением пропиточного состава, их водонепроницаемость после пропитки иногда снижается. Поэтому трубы с трещинами в раструбе и буртике и с протяженными ($l>0,1$ м) трещинами по цилиндру не допускается пропитывать указанными составами.

**Технико-экономические показатели пропитки труб жидким стеклом и композицией на Енакиевском заводе**

| | |
|---|---|
| Водонепроницаемость труб, допускаемых к пропитке, МПа . . | 0,5—1,1/0,01—1,1* |
| Оптовая цена состава, р/т . . . . . | 56/60 |
| Плотность состава, кг/дм3 . . . . . | 1,36—1,5/1,35—1,56 |
| Расход состава на одну трубу, кг . . | 6—16 |
| Пропиточное давление для труб класса Н10, МПа . . . | 1,3—1,4/1,4—1,5 |
| Время изобарического выдерживания трубы под давлением, мин . . . . . | 5—15/10—15 |
| Стоимость кольматации одной трубы, р. | 0,8—1,2/0,9—1,3 |
| Увеличение себестоимости одной трубы, р. | 1,6—2,6/1,7—2,8 |
| Прибыль от реализации кольматированных труб класса Н10, р/м3 . . . . . | 15,9—16,2/30,3—51,5 |

* Перед чертой — пропитка труб натриевым жидким стеклом; после черты — талькосиликатной композицией.

Фактический экономический эффект от кольматации виброгидропрессованных труб диаметром 500 и 1200 мм разработанной композицией составил на Енакиевском заводе в 1987 г. 40,4 тыс. р. Повышение класоности выпускаемых труб возросло на 4,3%, а по отдельным диаметрам — на 11,2%.

Широкое внедрение талькосиликатной композиции позволяет трубным заводам повысить надежность применяемой технологии кольматации и обеспечить высокое качество и водонепроницаемость выпускаемых труб.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК


1. Топильский Г. В., Крикунов О. И., Морозов Н. И. Совершенствование химической технологии кольматажа железобетонных труб // Экономия топливно-энергетических, материальных и трудовых ресурсов в промышленности сборного железобетона. — М.: ВНИИжелезобетон. — 1984. — 187 с.
2. Тимашев В. В., Топильский Г. В., Крикунов О. И., Исследование долговечности труб, пропитанных растворами // Строительство и архитектура. — 1980. — № 4. — С. 69—73.
3. Соколович В. Е. Химическое закрепление грунтов. — М.: Стройиздат, 1980. — 119 с.



УДК 693.565:69.003:658.387.018



И. М. ГЕЛЬФОН, инж. (Гипростроймост)


# Повышение производительности труда при натяжении арматуры

В настоящее время на заводах и полигонах мостостроительных организаций при изготовлении железобетонных цельнопролетных балок натяжение напрягаемой арматуры наиболее часто производят по одному арматурному элементу, а отпуск осуществляют путем их перерезания в напряженном состоянии. Такой арматурой являются пучки из 24 проволок диаметром 5 мм с внутренними каркасно-стержневыми анкерами.

Наиболее производительным является одновременное натяжение всех арматурных элементов, для чего необходимо изготавливать их с точностью по длине ±2% длины вытяжки. В качестве напрягаемых арматурных элементов целесообразно также использовать канаты стальные К-7 диаметром 15 мм[1].

Натяжение, фиксация и плавный отпуск натяжения напрягаемой арматуры необходимо выполнять с помощью одних механизмов. Для Горьковского завода мостовых железобетонных конструкций разработана оснастка[2], обеспечивающая групповое натяжение, фиксацию и плавный отпуск напрягаемой арматуры. В данном конструктивном решении имеется приспособление для страховки от обратного аварийного перемещения траверсы в процессе одновременного натяжения арматуры. Использование оснастки позволяет не только увеличить производительность труда, но и повысить безопасность работ при эксплуатации устройства.

Натяжное устройство (см. рисунок) состоит из двух тяг, внутри которых смонтированы гидродомкраты, через шарниры, связанные с траверсой. Тяги шарнирно объединены с ригелем, который шпильками прикреплен к оголовку бетонного приямка. Торцевые фланцы гидродомкратов упираются в перемычки тяг. На корпусе домкратов с двух сторон установлены закладные сектора.

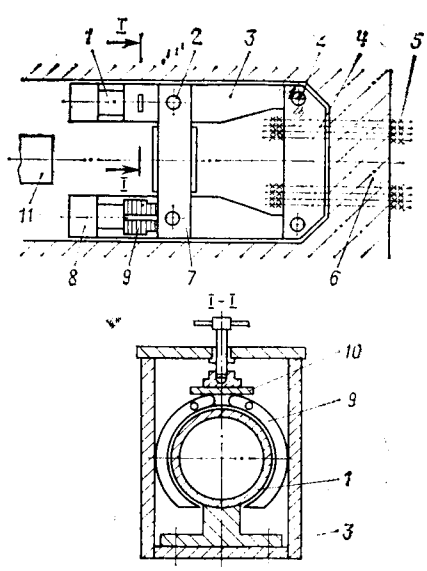



**Схема натяжного устройства**

*1* — гидродомкрат; *2* — шарнир; *3* — тяга; *4* — ригель; *5* — шпилька; *6* — оголовок бетонного приямка; *7* — траверса; *8* — перемычка тяги; *9* — закладные сектора; *10* — нажимная плита; *11* — опалубка

Во время натяжения напрягаемой арматуры, при выдвижении штока относительно неподвижного корпуса происходит перемещение траверсы. В образовавшийся между торцом цилиндра и траверсой зазор под собственной массой входят сектора, воспринимающие усилие после окончания натяжения и выключения насосной станции. Они образуют единый упор в виде пакета секторов.

После набора бетоном прочности вновь включают насосную станцию для выдвижения штока на 1...2 мм и снятия нагрузки с секторов. Затем с помощью нажимной плиты сектора возвращаются в исходное положение, а с помощью домкратов осуществляют плавный отпуск натяжения арматуры. Максимальное усилие, развиваемое двумя гидродомкратами, 600 т при давлении 37,5 МПа; длина хода штока 500 мм, диаметр 320 мм.

Оснастка разработана б. СКБ Главмостостроя (ныне — Гипростроймост) на базе технологии Горьковского завода мостовых железобетонных конструкций применительно к имеющимся стационарным стендам-камерам.

Предусмотрено дисперсное расположение напрягаемых семипроволочных канатов. Однако оснастку можно использовать и для другой напрягаемой арматуры. Для этого необходимо лишь заменить подвижную траверсу.

При одновременном натяжении в качестве напрягаемой арматуры можно использовать пучки из двух и четырех канатов, а также двухпетлевые пучки.

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

[2] А. с. 853062 СССР, МКИ[3] Е 04 21/12 Устройство для натяжения арматуры / Я. А. Бараз, Л. Я. Гурин, И. М. Гельфон (СССР)//Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки. — 1981. — № 29. — С. 143.




Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 666.982:697.384

В. П. АБРАМОВ, канд. техн. наук, В. В. ШМАЛЬКО, В. П. ВИНОГРАДОВ, инженеры, А. Р. СОЛОВЬЯНЧИК, канд. техн. наук (ВНИИ транспортного строительства); Н. Д. ЛОМАКИН, канд. техн. наук (Днепропетровский инженерно-строительный ин-т); А. Г. ОВЧАРЕНКО, инж. (Днепропетровский завод мостовых железобетонных конструкций)

# Интенсификация теплообмена при ТВО изделий

Продолжительность прогрева изделий в период ускоренного твердения бетона составляет в среднем по стране 8...12 ч, а для массивных изделий — 40...50 ч. В большинство пропарочных камер, а их в промышленности сборного железобетона страны насчитывается около 50 тыс., пар подается через перфорированные трубы, расположенные у пола камеры по периметру. Такая система подачи пара приводит, как правило, к значительным перепадам температуры и влажности среды по высоте камер, что ухудшает твердение бетона изделий, а также увеличивает длительность тепловлажностной обработки и перерасход теплоносителя.

Одним из направлений по совершенствованию процесса ТВО является интенсификация теплообмена между паровоздушной средой пропарочной камеры и изделиями путем перемешивания среды.

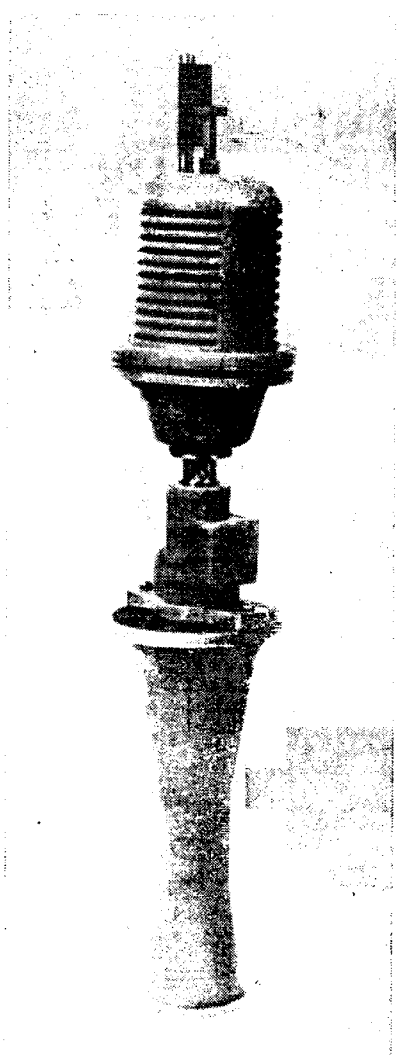
Так, применение крупноразмерных расширяющихся сопел Лаваля для подачи теплоносителя в пропарочные камеры обеспечивает интенсивную циркуляцию среды и снижение перепадов температуры.

Другим методом, снижающим перепады температуры, является принудительное перемешивание среды пропарочных камер путем отсасывания вентилятором, установленным снаружи, паровоздушной смеси из какой-то одной части камеры и подачи ее по воздуховодам в другую часть камеры.

На некоторых заводах сборного железобетона для подачи пара в пропарочные камеры применяют насосы-кондиционеры, обеспечивающие смешение паровоздушной смеси с горячим паром и подачу подогретой смеси со скоростью 20...25 м/с в нижнюю часть камеры.

Для интенсификации процессов теплообмена и стабилизации температуры прогрева изделий авторами разработан изотермосмеситель ИТС-1* (рис. 1), представляющий собой сочетание регулятора прямого действия со струйным насосом и содержащий сопло Лаваля, через которое пар, истекая с большой скоростью, проходит через смеситель и диффузор, увлекая за собой паровоздушную смесь. При протекании через смеситель пар и паровоздушная смесь смешиваются, в результате чего в камеру поступает подогретая паровоздушная смесь со скоростью 20...40 м/с, вызывающая интенсивную циркуляцию среды. Это приводит к образованию вокруг изотермосмесителя зоны объемом 8...12 м³ с однородным распределением температуры и влажности паровоздушной среды.

**Рис. 1. Изотермосмеситель ИТС-1**



Терморегулирующий орган, омываемый паровоздушной смесью, при достижении заданной температуры среды перекрывает подачу пара в сопло. При снижении температуры среды на 2...3°С терморегулирующий орган открывает сопло, и пар вновь поступает в камеру. Большинство деталей изотермосмесителя изготовлены из полиамида-6, остальные, в том числе и терморегулирующий элемент, из латуни, что позволяет длительно эксплуатировать изотермосмеситель в среде с большой влажностью и температурой до 100°С.

**Основные параметры изотермосмесителя**

| | |
|---|---|
| Диапазон регулирования температуры среды, °С | 50...100 |
| Погрешность регулирования, °С | ±2,5 |
| Рабочее (избыточное) давление пара, МПа | 0,02...0,3 |
| Оптимальное (избыточное) давление пара, МПа | 0,15 |
| Настройка на заданную температуру регулирования | плавная |
| Габаритные размеры, мм | 570×110 |
| Масса, кг | 1,3 |
| Средний срок службы, лет | не менее 5 |

Изотермосмесители устанавливают в пропарочных камерах, как правило, не оборудованных электронными средствами автоматического управления режимом ТВО, так как они автоматически управляют температурой прогрева изделий путем регулирования расхода пара.

Изотермосмеситель ИТС-1 надежен в работе, не требует подвода дополнительной энергии для автоматического управления температурным режимом ТВО. Настройка или перенастройка на заданную температуру производится непосредственно на месте установки изотермосмесителей в камере.

Число устанавливаемых в пропарочных камерах изотермосмесителей зависит от объема камер, коэффициента заполнения их изделиями, типа изделий и давления пара в трубопроводах.

Требуемую скорость подъема температуры в камере можно обеспечить либо путем отключения определенной части изотермосмесителей, число которых определяется опытным путем, либо при подъеме температуры по нелинейному закону с помощью программного регулятора.

* А. с. 765245 СССР, МКИ³ *С* 04 *В* 41/30. Способ автоматического управления процессом тепловой обработки длинномерных железобетонных изделий / В. П. Абрамов, В. В. Шмалько, В. П. Виноградов и др. // Открытия. Изобретения. — 1980 — № 35.



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Применение изотермосмесителей позволяет поднимать и стабилизировать заданную температуру тепловлажностной обработки изделий в пропарочных камерах; выравнивать температурные поля по высоте и длине туннельных камер, либо обеспечивать заданное распределение температурного поля, например при пропаривании в туннельной камере непрерывного действия изделий, изготовляемых по конвейерной технологии, для создания в камере зон подъема температуры, изотермической выдержки и снижения температуры; сократить длительность ТВО на 20 ... 30% путем ускоренного прогрева изделий при интенсивной циркуляции среды; уменьшить расход тепловой энергии на 10 ... ... 20% по сравнению с ручным управлением режимом прогрева изделий; при использовании устройств и приборов автоматики повысить качество изделий и уменьшить опасность трещинообразования, особенно массивных и длинномерных изделий, путем устранения опасных градиентов температуры.

Первая партия изотермосмесителей (80 шт.), изготовленных Новосибирским ремонтно-механическим заводом, внедрена в 1986 г. на Днепропетровском заводе мостовых железобетонных конструкций в туннельной пропарочной камере размером 78×2,5×4,5 м. В ней

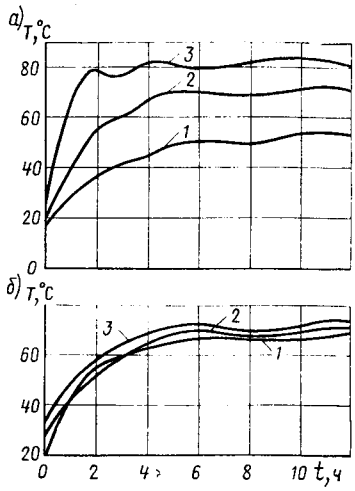



**Рис. 2. Распределение температуры среды по высоте пропарочной камеры в зависимости от средств подачи теплоносителя**

*а* — через перфорированные трубы; *б* — с помощью изотермосмесителей; *1* — температура у пола камеры; *2* — то же, на середине высоты; *3* — то же, под потолком

производится тепловлажностная обработка двутавровых балок длиной 33 м, помещаемых в камеру на поддонах передвижных стендов без опалубки.

Внедрение изотермосмесителей позволило уменьшить градиент температуры по высоте до 2 ... 5, а по длине 2 ... 3°С. На рис. 2 представлены распределения температуры среды в туннельной пропарочной камере, полученные экспериментальным путем, при подаче теплоносителя через перфорированные трубы, проложенные вдоль стенок в нижней части камеры, и с помощью изотермосмесителей, установленных на высоте 2 м. Интенсивное перемешивание среды изотермосмесителями выравнивает ее температуру как в период подъема, так и при изотермической выдержке, поддерживая ее температуру на заданном уровне (70°С).

Это позволило устранить трещинообразование в балках, сократить в 1,3 раза продолжительность ТВО и сэкономить 22% пара (по показаниям расходомеров, стационарно установленных перед каждой камерой в цехе). Годовой экономический эффект от внедрения изотермосмесителей на заводах сборного железобетона составляет за счет экономии тепловой энергии 0,5 ... ... 0,8 р/м³ изделий.

В 1987 г. изотермосмеситель экспонировали на международной выставке «Стройиндустрия — 87» в Москве.

*По вопросам внедрения изотермосмесителей следует обращаться по адресу: 320022, Днепропетровск, ул. Молодогвардейская, 2, завод МЖБК. Адрес завода-изготовителя: 630025, Новосибирск, Бердское шоссе, 61.*

УДК 691.327:691-4

А. М. КУЛЫБЕКОВ, инж. (НИИСА Госстроя КиргССР)

# Форма для изготовления балок таврового сечения

Масса сборных железобетонных прогонов и балок таврового сечения пролетами 6 м составляет 375 ... 1450 кг. В настоящее время на заводах сельстройиндустрии эти конструкции изготовляют в двухместных металлических формах с раскрывающимися торцовыми и боковыми бортами, при этом мощность технологического оборудования заводов (виброплощадки, мостовые краны) используется на 15 ... 38%.

Для повышения эффективности использования технологических мощностей заводов сельстройиндустрии, снижения технологических затрат на изготовление балок были разработаны две групповые металлические формы для одновременного формования семи прогонов и пяти балок пролетом 6 м.

Форма для изготовления прогонов (рис. 1) состоит из нижней части, включающей опорную раму, настил на крайних участках и торцовые борта, и верхней, включающей продольные борта, перегородки и настил средней части.

Многоместная форма для изготовления балок таврового сечения работает следующим образом. Среднюю гибкую секцию поддона устанавливают на опорную раму так, чтобы между ней и крайними секциями поддона зазоры были минимальными, причем положение поддона фиксируется коническими штырями. Допускаемые зазоры между нижними гранями продольных ребер и настила крайних участков опорной рамы должны быть не более 2 мм. После установки в форму арматурных каркасов с опорными закладными деталями закрывают торцовые борта, при этом размещенные на них конические штыри входят в отверстия продольных перегородок, и расположенные в нижней части торцовых бортов упоры прижимают закладные детали к днищу крайней секции поддона. Собранную форму устанавливают на виброплощадку СМ-858 или СМЖ-65 с вертикально направленными колебаниями грузоподъемностью 8 ... 10 т. Из бетонораздатчика подают смесь жесткостью 30 ... 21 с, виброуплотняют ее, и отформованные изделия в форме отправляют в камеру тепловлажностной обработки.

При распалубке раскрывают угловые замки бортоснастки, после чего среднюю секцию поддона с готовыми изде-



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

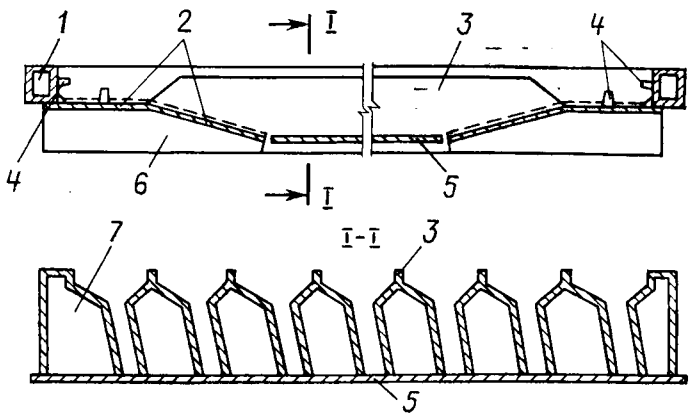



**Рис. 1. Форма для изготовления прогонов**
*1* — поперечные борта; *2* — настил на крайних участках; *3* — продольные перегородки; *4* — конические штыри; *5* — настил в средней части; *6* — опорная рама; *7* — продольные боковые борта

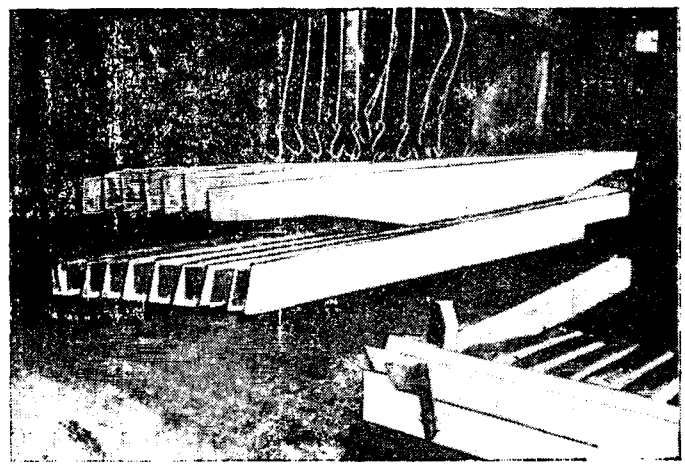


**Рис. 2. Извлечение изделий из формы**

| Показатели | Балки 6 м | Прогоны 6 м |
|---|---|---|
| Трудоемкость изготовления, чел.-ч | 4,01/4,48 | 1,8/2,22 |
| В том числе на формование | 0,50/0,97 | 0,33/0,72 |
| Заработная плата, р. | 3,78/4,20 | 1,41/1,80 |
| В том числе на формование | 0,45/0,87 | 0,26/0,57 |
| Содержание и эксплуатация технологического оборудования форм, р. | 6,96/7,09 | 3,02/3,88 |
| Содержание и эксплуатация стальных форм, р. | 1,29/1,66 | 0,42/0,51 |
| Стоимость пара, р. | 1,89/2,23 | 0,93/0,97 |

**Примечание.** Для балок перед чертой — форма 5-местная, после черты — 2-местная; для прогонов — соответственно 7-местная и 2-местная.

лиями отделяют от рамы и устанавливают на распалубочную площадку с выступами, расположенными посередине гибкой секции. От действия собственной массы с изделиями форма раскрывается в виде веера, и происходит самораспалубка. Одновременно из нее извлекают все изделия (рис. 2). После очистки и смазки формы технологический цикл повторяется. Так как боковые борта и внутренние перегородки непрерывно соединены с гибким днищем, а наклонные опорные части перегородок плотно прижаты к нему, то затекание цементного раствора во время виброуплотнения исключено.

Многоместные формы для изготовления прогонов пролетом 6 м сравнивали с двухместными, имеющими раскрывающиеся борта, по трудоемкости изготовления, расходам по заработной плате, содержанию и эксплуатации технологического оборудования, потреблению пара на заводе ЖБИ Каиндинского сельстройкомбината Агропромстроя КиргССР. В таблице приведены показатели экономической эффективности на одну конструкцию.

Снижение трудоемкости изготовления, заработной платы, содержание и эксплуатация технологического оборудования обеспечиваются сокращением числа технологических операций; уменьшение затрат на содержание и эксплуатацию стальных форм и расход пара — уменьшением числа форм, увеличением оборачиваемости и более полным использованием объема пропарочных камер .

Масса одной семиместной формы для изготовления прогонов серии 1.462—14, вып. 2 составляет 3,3 т, масса двухместной формы для изготовления прогонов этой же серии составляет 1,2 т, т. е. на одно изделие масса стали в формах снижается на 130 кг.

В 1987 г. начата промышленная эксплуатация двух семиместных стальных форм для изготовления прогонов серии 1.462—14, вып. 2. НИИСА по договору передает рабочие чертежи многоместных форм балок пролетом 6 м серии 1.862.1—5 и прогонов серии 1.462—14, вып. 1 и 2 и оказывает научно-техническую помощь по их внедрению.

*За справками обращаться по адресу: 720571, г. Фрунзе, Восточная промзона, ул. Чолпон-Атинская.*

УДК 666.982:666.9.055

А. Н. ОБУХОВ, инж., И. Ф. РУДЕНКО, д-р техн. наук, проф. (ЦМИИЖС при МИСИ); Г. Ю. ШОР, канд. техн. наук (ВНИПИстромсырье)

# Технология роликового формования сталефибробетонных изделий

В нашей стране и за рубежом проявляется значительный интерес к дисперсному армированию. Это связано с такими достоинствами получаемого при этом материала, как повышенные прочность на растяжение, сопротивление ударным нагрузкам, трещиностойкость и др. [1 ... 3]. Кроме того, при производстве фибробетона снижаются трудовые затраты на армирование из-за полной или частичной замены традиционной арматуры дисперсным армированием.

Наряду с достоинствами производство фибробетона по традиционной вибрационной технологии имеет недостатки, сдерживающие его массовое внедрение. В частности, введение в бетонную смесь фибры затрудняет ее приготовление, транспортирование, укладку и уплотнение, а использование фиброкаркасов требует применения высокоподвижных смесей и послойного формования [3].

Стоимость стальной фибры выше арматурной стали в 1,5 ... 2,5 раза. Сни-



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

зить расход фибры можно при роликовом формовании плоских изделий из особожестких мелкозернистых бетонных смесей, позволяющем получить высокопрочную бетонную матрицу — наиболее эффективную для дисперсного армирования — и обеспечить плоскостную ориентацию фибры. С помощью этой технологии можно изготовлять эффективные тонкостенные, дисперсно-армированные конструкции, например плиты пола, ежегодная потребность в которых составляет более 1 млн. м².

Учитывая опыт приготовления сталефибробетона и формования изделий из него были проведены сравнительные испытания на экспериментальном стенде НИИЖБа с использованием ленточного питателя с плавно регулируемой скоростью подачи смеси (рис. 1). Влияние способа подачи фибры и бетона под ролик на ее ориентацию и концентрацию в сечениях изделий оценивали по результатам визуального осмотра продольных и поперечных распилов плоских плит. На рис. 2 показан продольный разрез бетонной плиты, отформованной с использованием цемента различных цветов для каждого укатываемого роликом слоя смеси. Наклонное, параллельное, равномерное распределение слоев по продольному сечению плоских плит указывает на наиболее вероятную плоскостную ориентацию фибры в изделии и на то, что концентрацию фибры в верхней, средней или нижней зонах можно регулировать подачей ее при формовании соответственно под заднюю, среднюю или переднюю часть уплотняющего ролика.

Исследования влияния способов подачи фибробетона под уплотняющий ролик на равномерность распределения фибры и обеспечение качества структуры фибробетона показали преимущества раздельной подачи фибры и бетона с частичным их перемешиванием во время падения, а также возможность управления распределением фибры по толщине изделия, что позволит увеличить несущую способность плит при одновременном снижении степени армирования.

**Рис. 2. Продольный разрез сталефибробетонной плиты**

Для подтверждения этих опытов были изготовлены и испытаны натурные сталефибробетонные плиты, применяющиеся при устройстве раздельного пола. Размер их в плане 900×900 мм, толщина поля плиты 15 ... 20 мм, высота ребер по контуру 35 при ширине 55 мм.

Для изготовления плит использовали цемент НЦ-40 марки 300; песок с $M_к$ = =1,85, металлическую фибру МЕТИЗ диаметром 0,5, длиной 50 мм, $R_а$ = =526 МПа, а также пластификатор (0,15%) С-3. Тепловлажностную обработку изделий проводили по режиму: выдержка 2 ... 4 ч, подъем температуры до 60°С — 3 ч, изотермическая выдержка — 5 ч, остывание — 4 ч. Последующее твердение проходило в цехе при температуре 15 ... 20°С.

Результаты испытания плит показали, что при общем снижении степени их армирования на 20% целенаправленное распределение фибры по площади и толщине изделия позволило увеличить прочность фибробетона при продавливании на 17%. При этом на единицу прочности фибробетона в 1,5 раза сокращается удельный расход фибры по сравнению с равномерным ее распределением.

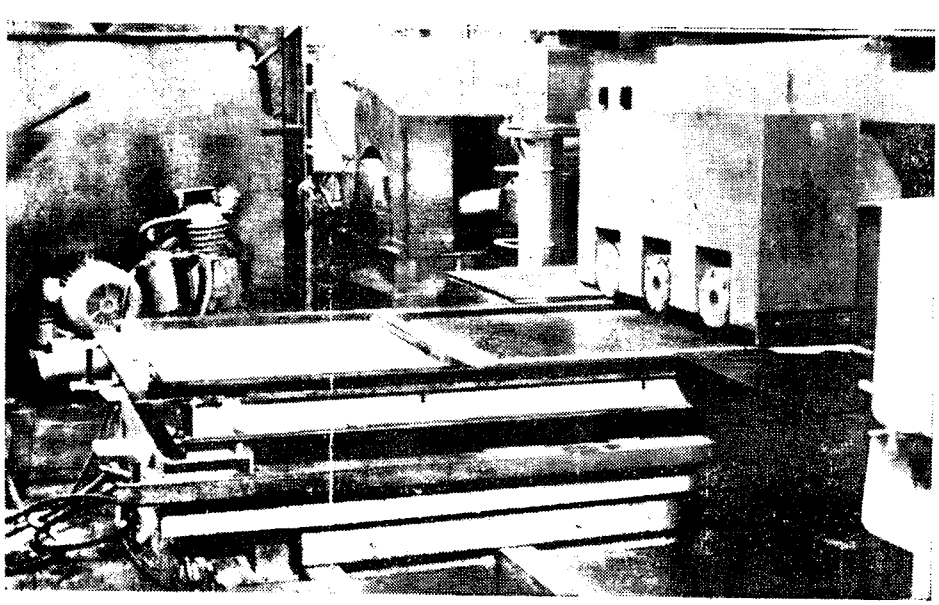
**Вывод**

Раздельная и управляемая подача фибры и бетона под уплотняющий ролик с частичным их перемешиванием во время падения способствует дальнейшему повышению качества и экономичности роликового формования сталефибробетонных изделий.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК


1. Рабинович Ф. Н. Бетоны, дисперсно-армированные волокнами // Реф. сб. ВНИИЭСМ. — М., 1976. — С. 72.
2. Курбатов Л. Г. Перспектива применения сталефибробетона // Исследование и расчет экспериментальных конструкций из фибробетона. — Л.: ЛенЗНИИЭП, 1978. — С. 5—19.
3. Коротышевский О. В. Технология изготовления и основные свойства бетона, армированного фиброкаркасами: Автореф. дис ... канд. техн. наук. — М., 1983. — С. 53—124.


**Рис. 1 Установка роликового формования**



## Новые изобретения № 45*

А. с. 1357231 СССР, МКИ³ В 28 В 1/08, 21/14. **Установка для уплотнения бетонных смесей в форме**/В. В. Горячев, Г. М. Кулаков, А. К. Караковский и др. (СССР); ЭКБ ЦНИИСК.

А. с. 1357232 СССР, МКИ³ В 28 В 7/00. **Форма для изготовления изделий из бетонных смесей**/В. С. Балашов, Д. А. Златкин, В. И. Банаков (СССР); Ленинградский филиал Всесоюзного ин-та Оргэнергострой.

А. с. 1357233 СССР, МКИ³ В 28 В 7/24. **Замок формы для изготовления изделий из бетонных смесей**/В. А. Мамаев (СССР); ПТ Оргтехстрой.

См.: Открытия. Изобретения. — 1987.



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 624.058.5

М. Р. ЩЕГЛЮК, канд. техн. наук (Львовский политехнический ин-т)

# Контроль температуры электронагрева арматуры на строительной площадке

При электротермическом натяжении арматуры контроль температуры нагрева и ее ограничение обязательны и осуществляются по температурным деформациям арматуры. Допускается также использовать термопары и другие приборы, обеспечивающие измерение температуры с максимальной погрешностью не более ±20°С и не препятствующие технологическим операциям по нагреву и натяжению арматуры [1].

Термопары требуют хорошего контакта с нагреваемой арматурой и обладают значительной инерционностью. Кроме того, температура нагрева арматуры при скоростях подъема более 0,5°С/с распределяется по сечению неравномерно. На оси она больше, чем на поверхности, и эта разница тем существеннее, чем выше усредненная скорость подъема температуры и диаметр арматуры [2]. В связи с этим с помощью термопар можно измерять температуру только верхних слоев арматуры.

Однако при соблюдении определенных условий и режимов нагрева арматуры термопары специальной конструкции можно применять для контроля и регулирования процесса нагрева. Они обеспечивают требуемую точность, что особенно важно при электротермическом натяжении арматуры на строительной площадке. Режимы нагрева здесь нужны мягкие, а усредненная скорость подъема температуры не должна превышать 0,5°С/с. В условиях заводского производства такие режимы экономически невыгодны, но на строительной площадке они приемлемы.

В этом случае используют поверхностную термопару, вмонтированную в прижимное устройство (рис. 1). Термопару закрепляют к специальному держателю с зажимом и изолируют от него несколькими слоями асбеста. Активная часть (чувствительный элемент) термопары представляет собой медную пластину размером 30×7×0,5 мм, к которой конденсаторной сваркой приварены хромель-копелевые или хромель-алюмелевые электроды [3]. Этой частью термопару устанавливают на продольные

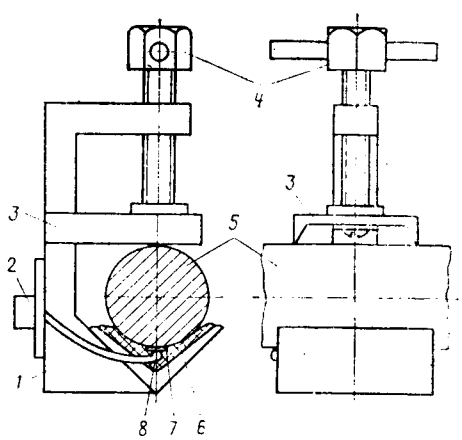



**Рис. 1. Конструкция датчика температуры с поверхностной термопарой**
*1* — струбцина; *2* — клеммные зажимы; *3* — ножевой захват; *4* — прижимной винт с рукояткой; *5* — арматурный стержень; *6* — термоизоляция; *7* — поверхностная термопара; *8* — выводы

выступы арматуры и прижимают к ней винтовым зажимом с ножевым захватом. Электроды выводят на клеммные зажимы и соединяют компенсационными проводами с автоматическим вторичным прибором. Для этой цели целесообразнее использовать автоматические, самопишущие и регулирующие приборы типа КСП2. Конструкция этих приборов позволяет монтировать в них всю схему устройства управления за исключением коммутирующих блоков.

Работу такого датчика температуры исследовали на арматурных стержнях диаметрами 20, 28 и 40 мм и канатах К-7 с номинальными диаметрами 9 и 15 мм, нагреваемых на специальном стенде. Температуру контролировали по температурным деформациям и с помощью хромель-копелевой термопары, вмонтированной в выступ арматурного стержня на глубину не более 1/4 диаметра, а также датчика с хромель-копелевым чувствительным элементом. Измеренную по деформациям температуру принимали за контрольную.

Проведенные исследования показали, что при усредненных скоростях подъема температуры, не превышающих 0,5°С/с, погрешность измерений остается не более допустимой. При увеличении усредненной скорости подъема температуры повышается и погрешность измерений. Так, при $V_y$=1°С/с она составляет в среднем 50°С. Причем, измеренная термопарой температура отстает на эту величину от фактической. Для канатов погрешность измерений не превышает 20°С даже для $V_y$=1°С/с.

Высокую точность измерения температуры стержневой арматуры можно получить, контролируя температурные деформации. Таким способом измеряется усредненная температура арматуры [2].

Устройство управления смонтировано в приборе КСД2. Температурные деформации измеряют датчиком перемещения специальной конструкции, который крепится непосредственно на арматурном элементе двумя захватами (рис. 2), соединенными между собой тягами. Расстояние между захватами выдерживается постоянным (0,5 м). Для возвращения подвижного захвата в исходное положение на тягах имеются пружины.

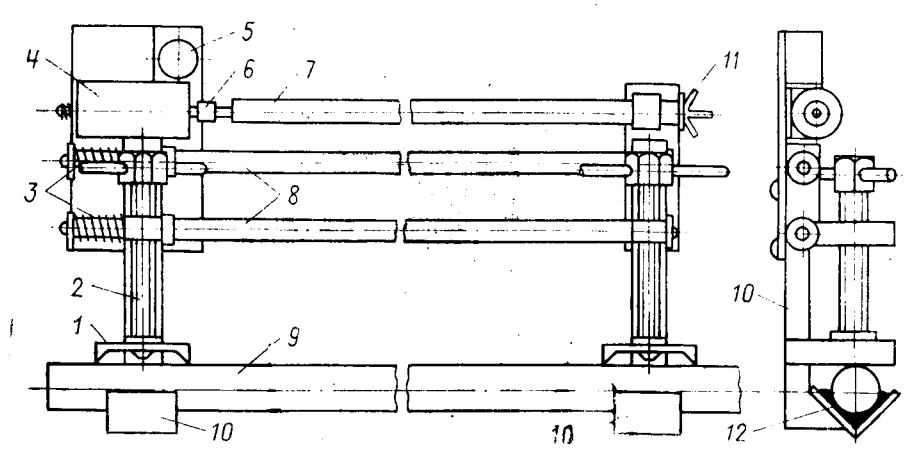



**Рис. 2. Конструкция датчика температуры с дифференциально-трансформаторным преобразователем**
*1* — ножевой захват; *2* — зажимной винт; *3* — пружины; *4* — дифференциально-трансформаторный преобразователь; *5* — клеммный разъем; *6* — сердечник преобразователя; *7* — защитная трубка с тягой; *8* — рабочие тяги; *9* — арматура; *10* — струбцина *11* — регулировочный винт сердечника преобразователя; *12* — термоизоляция



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Деформации измеряют дифференциально-трансформаторным преобразователем, прикрепленным к одному из захватов. Сердечник его соединен тягой, помещенной в латунную трубку, с вторым захватом.

Для изготовления датчика дифференциально-трансформаторный преобразователь необходимо брать из аналогичного блока прибора КСД2. На него не влияет электромагнитное поле, возникающее вокруг нагреваемого стержня. Аналогичные преобразователи, взятые из других приборов, реагируют на это поле и вносят значительную погрешность в измерения. База измеряемого участка деформаций составляет 0,5 м. При ходе сердечника преобразователя 3,75 мм это позволяет контролировать температуру арматуры до 550°С. Погрешность измерения и контроля температуры таким устройством составляет не более 1,5...2%.

Разработанные датчики для контроля температуры электронагрева арматуры на строительной площадке совместно с устройствами управления, смонтированными в приборах КСП2 и КСД2 применялись для электротермического натяжения стержневой арматуры при выполнении предварительно напряженных стыков железобетонных балок и сборно-монолитного перекрытия промышленных зданий. Технология выполнения таких стыков разработана в НИЛ-23 Львовского политехнического института и применялась при строительстве насосной станции.

**Выводы**

Поверхностные термопары специальной конструкции можно использовать для управления нагревом при электротермическом натяжении арматуры на строительной площадке. Для стержневой арматуры необходимо учитывать неравномерное распределение температуры по сечению.

Наибольшая точность контроля и управления электронагревом стержневой арматуры достигается путем измерения температурных деформаций датчиками с дифференциально-трансформаторными преобразователями. Погрешность измерения не превышает 1,5...2%.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК


1. Руководство по технологии изготовления предварительно напряженных железобетонных конструкций / НИИЖБ. — М.: Стройиздат, 1975. — 190 с.
2. Щеглюк М. Р. Распределение температуры по длине и поперечному сечению нагреваемого элемента, изготовленного из стержневой арматурной стали // Резервы прогресса в архитектуре и строительстве: Вестник Львовского политехнического ин-та. — № 173. — Львов: Вища школа, 1983. — С. 122—125.
3. Приборы для измерения температуры контактным способом / Р. В. Бычковский, В. Н. Вигдорович, Е. А. Колесник и др. — Львов: Вища школа, 1978. — 205 с.


## Вопросы реконструкции

УДК 666.982:697.384

С. И. КАЛИНИЧЕНКО, П. И. УЛЬКО, инженеры (Полтавский ДСК)

# Термообработка изделий КПД продуктами сгорания природного газа

Для повышения темпов роста производительности труда, экономного использования материальных и энергетических ресурсов, улучшения санитарно-гигиенических условий труда и повышения качества выпускаемой продукции на Полтавском ДСК внедрена прогрессивная технология термообработки керамзитобетонных наружных стен продуктами сгорания природного газа

Проектом реконструкции, разработанным Севастопольским филиалом ПИ № 3 Минюгстроя СССР, предусмотрена технология пропаривания наружных стеновых панелей паром котельной ремонтно-механического завода. Для этого потребовалась реконструкция котельной с дополнительным вводом парового котла емкостью 15 т. Ориентировочные затраты на расширение котельной с учетом доли ДСК составляли около 150 тыс. р. Внедрение технологии термообработки продуктами сгорания природного газа, в том числе прокладка газопровода, приобретение и монтаж теплогенераторов и строительство помещений теплогенераторных обошлись комбинату в 45 тыс. р. Одновременно было сэкономлено более 60 т труб, требуемых по первоначальному проекту для устройства регистров.

До последнего времени способ термообработки продуктами сгорания природного газа не находил широкого распространения, хотя практика работ незначительного числа предприятий с применением этой технологии показала его высокую экономическую эффективность. Применяется он для камер ямного типа и щелевых с непрерывным процессом производства.

Простота в оборудовании камер с незначительными затратами, высокая надежность при соблюдении правил эксплуатации и экономичность в результате установки теплогенераторов в непосредственной близости к местам термообработки исключают непроизводительные потери тепла. Технология приемлема как для вновь строящихся, так и для реконструируемых предприятий.

Теплоносителем при данной технологии служат продукты сгорания природного газа в воздушной среде камеры. Рециркуляционная система с помощью вентилятора, сблокированного с теплогенератором, обеспечивает многократный обмен теплоносителя с постоянным подогревом в камере сгорания до заданной температуры.

Термообработка продуктами сгорания природного газа впервые применена на предприятиях стройиндустрии Миннефтегазстроя СССР.

На Полтавском ДСК наружные стеновые изделия толщиной 35 см изготовляют «лицом вверх» на конвейерной линии с термообработкой в вынесенной за пределы цеха четырехщелевой камере длиной 88 м. В специальных помещениях камеры смонтировано 12 теплогенераторов ТОК-1.000, серийно выпускаемых Каменск-Шахтинским (Ростовская обл.) экспериментальным заводом Мингазпрома СССР. На каждую щель смонтировано по три теплогенератора, один из которых размещен в зоне разогрева и два — в зоне изотермического прогрева.

Продукты сгорания циркулируют в зоне разогрева на условно-замкнутом участке длиной 16 м, на одном конце которого в нижнюю часть подаются продукты сгорания температурой около 160°С, а на другом — в верхней части камеры они вытягиваются вентиляционной системой и повторно подаются в щелевую камеру с попутным подогревом в теплогенераторе до требуемой температуры. Два рядом установленных теплогенератора в зоне изотермического прогрева создают условно-замкнутую зону в пределах 40 м. Остальной участок камеры является зоной остывания. Торцы камер оборудованы щелевыми затворами и вентиляционной системой отсоса продуктов сгорания. Кроме того, они имеют еще одну систему вентиляции, которая соединена с атмосферой и обеспечивает в камерах разрежение 5...15 Па, что препятствует вытеканию продуктов сгорания в цех. Вентиляционная система щелевой камеры состоит из вытяж-



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

ного патрубка, вентилятора дымовой трубы и является единой для четырех щелей. Через нее удаляется избыточное количество теплоносителя, образующегося вследствие сжигания газа в горелке. Давление газа перед горелкой 0,08 МПа, производительность вентилятора 7000 м³/ч.

Согласно рекомендациям Северного филиала ВНИИСТа, коэффициент загрузки камеры во избежание пересушивания изделий должен быть 0,1 (отношение объема изделий к объему камеры). На Полтавском ДСК он составляет 0,063. Это объясняется тем, что внедрение термообработки продуктами сгорания осуществлялось в ранее выстроенных щелевых камерах без изменения их объема.

Щелевая камера загружается 11 периодически продвигающимися поддонами с общим объемом изделий на них 44 м³. Таким образом, коэффициент загрузки получен заниженный. Опыт показывает, что уменьшение объема камеры позволяет улучшить технологию термообработки и сократить время первоначального прогрева камеры до заданных параметров. С другой стороны, завышенные размеры (Н-2 М) улучшают ее эксплуатационные способности. Каждый теплогенератор оборудован щитом управления и приборной панелью.

Схемы контрольно-измерительных приборов и автоматики теплогенератора обеспечивают технологический контроль основных параметров, автоматику и сигнализацию, автоматику безопасности. Приборы технологического контроля измеряют давление газа на входе в газопровод теплогенератора, перед горелкой, разрежение в камере согревания и ТВО. Схема автоматики безопасности обеспечивает отключение подачи газа при погасании и отрыве факела, уменьшении разрежения в камерах и отключении электропитания. Каждое срабатывание системы автоматики безопасности сопровождается звуковым и световым сигналами.

По данным ВНПО Союзпромгаз, технология термообработки изделий продуктами сгорания природного газа действует в Ухте, Надыме, Сургуте, Альметьевске, Воронеже, Полтаве, Бугульме.

Щелевая камера на Полтавском ДСК выгодно отличается от других действующих вариантов. Это первая четырехщелевая камера, вынесенная за пределы действующего цеха и снабженная отдельно стоящими операторными и щелевыми затворами на торцах. Процесс управления тепловлажностной обработкой ведется оператором.

Теплогенераторы испытывали на разных режимах включением в работу трех из них (в зоне разогрева и изотермического прогрева) и двух — только в зоне изотермического прогрева. Режим ТВО длится 12...14 ч, что обусловлено ритмом движения конвейера. Температура регулируется изменением давления газа на горелке от 0,02 до 0,07 МПа. При этом обеспечивается заданная прочность изделия с влажностью при выходе из камеры 8...12%. В опытном порядке продолжительность ТВО достигала 8...9 ч с нормальными прочностными и влажностными показателями изделия.

Средний расход газа на 1 м³ изделий составляет 13...18 м³, что, по сравнению с нормативными данными, при пропаривании дает экономию затрат около 3 р. и газа около 30 м³ на каждый 1 м³ изделий.

Совместно с Полтавским инженерно-строительным институтом постоянно отрабатывается режим термообработки изделий. Проведенные опыты показали, что в зависимости от числа работающих теплогенераторов, давления газа перед горелкой и времени нахождения изделий в камере, температура в теле бетона составляет 60...85°С.

Внедрение новой технологии термообработки позволило найти более эффективные методы повышения степени заводской готовности изделий наружных стен путем отделки их поверхности до термообработки. В результате уменьшенной влажности в щелевой камере поверхность изделия не подвергается порче каплями конденсата. Это позволило после укладки защитного слоя наносить на поверхность фактурный слой напылением его специальной кружкой. В качестве фактурного слоя применяют песчано-цементно-каолиновый раствор с О.К.= =10...12 см. Технология его приготовления разработана Черкасским филиалом НИИСПа для построечных условий. Толщина наносимого слоя 3...5 мм. При необходимости в состав вводят любой светостойкий краситель. Затраты на обработку 1 м² поверхности не превышают 40...50 коп. При этом достигается хорошее сцепление фактурного слоя с основой.

На Полтавском ДСК по вышеописанной технологии выпущено около 9 тыс. м³ изделий наружных стен, качество которых соответствует нормативным требованиям.

## На ВДНХ СССР

# Установка для изготовления объемных элементов шахт лифтов

На ВДНХ СССР в объединенных павильонах «Строительство» на тематической выставке «Производство новых эффективных строительных материалов и конструкций с использованием ресурсосберегающих технологий» СКТБ Главмоспромстройматериалов демонстрирует установку для изготовления объемных элементов шахт лифтов.

Она предназначена для формования и термообработки изделий контактным прогревом через паровые рубашки, образованные в наружной опалубке. Отличительной особенностью установки является наличие складывающихся сердечников, выполняющих функции формообразующих элементов. В рабочем состоянии конфигурация сердечников отвечает форме и размерам внутреннего очертания изделия. В этом положении осуществляется формование и тепловлажностная обработка изделий. После ТВО сердечник краном извлекают из изделия, при этом его формообразующие элементы (стенки) складываются автоматически. Кинематика механизма сердечника выполнена так, чтобы обеспечить при распалубке беспрепятственный вывод из изделия закрепленных на его стенках проемообразующих элементов. Благодаря этому две из четырех стенок установки выполнены стационарными, жестко соединенными с поддоном и между собой. Это позволяет повысить качество изделий и эксплуатационную надежность установок из-за уменьшения числа разъемных стыков, шарнирных и замковых устройств.

По сравнению с установками аналогичного назначения предлагаемая менее металлоемка, проще в изготовлении и эксплуатации, занимает меньшую производственную площадь и требует меньше энергозатрат. Изделия, изготовляемые на установках, отвечают требованиям высшей категории качества. Экономический эффект составил 70,5 тыс. р.

*Установка изготовлена на Опытном механическом заводе Главмоспромстройматериалов (127411, Москва, Дмитровское ш., 157) и внедрена на заводе ЖБИ № 23 (123519, Москва, ул. Черняховского, 19).*



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 624.072.2.012.35

А. С. ЗАЛЕСОВ, д-р техн. наук (НИИЖБ); О. Д. РУБИН, канд. техн. наук (НИС Гидропроекта); С. В. СЕЛЕЗНЕВ, инж. (МО Атомэнергопроект)

# Расчет прочности бессварных стыков в сборно-монолитных конструкциях

При возведении стеновых конструкций промышленных сооружений, атомных и гидроэлектростанций применяют армоопалубочные панели с рабочей и распределительной арматурой, изготовленные в заводских условиях.

Использование ребристых армопанелей [1] (рис. 1) в сборно-монолитных конструкциях стен с шагом рабочей арматуры, сосредоточенной в ребрах, равным 600 мм, обеспечивает надежную связь армопанелей с бетоном омоноличивания, повышает качество лицевых поверхностей стен, позволяет предусмотреть технологические отверстия пробивкой тонкой диафрагмы (толщиной 30 мм) между ребрами армопанелей при сборке в монтажный блок, дает возможность применить бессварные стыки с размещением перепускных арматурных каркасов в полостях, образованных клиновидными ребрами (расширяющимися к краям) армопанелей смежных монтажных блоков. При этом скорость возведения стен возрастает в 1,5 ... 2 раза.

Ввиду отсутствия рекомендаций по расчету прочности сборно-монолитных конструкций с бессварными стыками, расположенными в растянутой зоне элементов, и при шаге рабочей и перепускной арматуры $u > 4d$ ($d$ — максимальный диаметр рабочей или перепускной арматуры), авторы разработали методику расчета прочности бессварных стыков, что весьма актуально в условиях широкого применения ребристых армопанелей при возведении сборно-монолитных железобетонных конструкций.

С этой целью изучили трещиностойкость и прочность, а также характер трещинообразования и разрушения бессварных стыков. Для получения физически ясной расчетной схемы растянутую зону сборно-монолитной конструкции (стены) представили упрощенно в виде растянутого фрагмента бессварного стыка, содержащего по два стержня рабочей и перепускной арматуры (рис. 2).

В опытных растянутых фрагментах относительную величину шага $u/l_n$ ($l_n$ — длина перепуска арматурных стержней) приняли в пределах 0,4 ... 1,6; $h_p = 15$ см; $R_{bt} = 1{,}5 \ldots 2{,}3$ МПа; диаметр рабочей и перепускной арматуры, а также поперечных анкеров — (12 ...20) А-III.

Из анализа характера разрушения фрагментов (см. рис. 2) следует, что при относительно небольших значениях $u/l_n = 0{,}4 \ldots 0{,}6$ разрушение в основном происходило по трещине вдоль рабочей арматуры от нарушения ее сцепления с бетоном; при средних значениях $u/l_n = 0{,}6 \ldots 0{,}9$ фрагменты разрушились по трещине вдоль рабочей арматуры от нарушения сцепления с бетоном, а также по двум наклонным трещинам, проходящим от рабочей к концам перепускной арматуры; при достаточно больших значениях $u/l_n = 0{,}9 \ldots 1{,}6$ разрушение в основном произошло по двум наклонным трещинам.

Анализом характера разрушения фрагментов бессварных стыков установлено, что их несущая способность в общем виде определяется прочностью бетона по наклонным сечениям, сцеплением арматуры с бетоном и сопротивлением поперечных анкеров (на концах рабочей и перепускной арматуры) действию растягивающих сил.

Таким образом, предельное усилие, воспринимаемое бессварным стыком, можно представить в виде суммы усилий

$$N_p = 2N_b + N_{bs} + N_w, \qquad (1)$$

где $N_b$ — усилие, воспринимаемое бетоном по наклонному сечению: $N_b = \frac{R_{bt} h_p l_b^2}{u}$; коэффициент 2 характеризует наличие двух наклонных трещин (см. рис. 2) при разрушении фрагментов; $N_{bs}$ — усилие характеризующее сцепление арматуры с бетоном: $N_{bs} = 0{,}6\varphi_R R_{bt} \varphi_d dl_s$. Это выражение получено преобразованием формулы (186) СНиП 2.03.01—84 заменой расчетного сопротивления арматуры $R_s$ на напряжения $\sigma_s$, которые являются функцией диаметра $d$ рабочей арматуры и длины площадки $l_s$ нарушенного сцепления с бетоном. Призменная прочность бетона $R_b$ в формуле (186) для удобства расчетов заменена на параметр $\varphi_R R_{bt} = 45R_{bt}/(5 - R_{bt})$ (с учетом соотношений, принятых в работе [2]) с тем, чтобы усилия, входящие в состав формулы (1), содержали единую прочностную характеристику бетона $R_{bt}$. Коэффициент 0,6 характеризует полноту эпюры касательных напряжений $\tau$ на контакте арматуры с бетоном, изменяющей форму от треугольной к параболической по мере возрастания напряжений в арматуре $\sigma_s$ [3], при этом площадь эпюры $\tau$ — предельное усилие $N_{bs} = \int_0^{l_s} \tau \varphi_d d dl_s \approx \tau \varphi_d l_s \approx 0{,}6\varphi_R R_{bt} \varphi_d dl_s$,

причем $\varphi_d$ — коэффициент, учитывающий взаимное влияние арматурных стержней на нарушение их сцепления с бетоном согласно СН 365—67 и определяемый в зависимости от расстояния $l_d$ между стержнями по приближенной формуле $\varphi_d = 0{,}8(1 + 0{,}25 l_d/d)$, но не более фактического числа арматурных стержней.

Усилие $N_w$, воспринимаемое поперечными анкерующими стержнями, можно определить по формуле

$$N_w = 0{,}7\,\varphi_w n_w R_{bt} d_w^2 \leqslant 0{,}8\, n_w R_s d_w^2, \qquad (2)$$

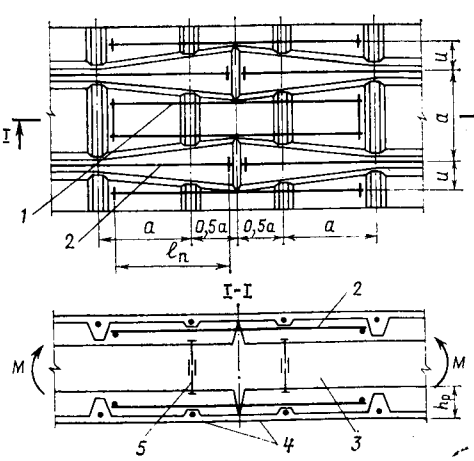
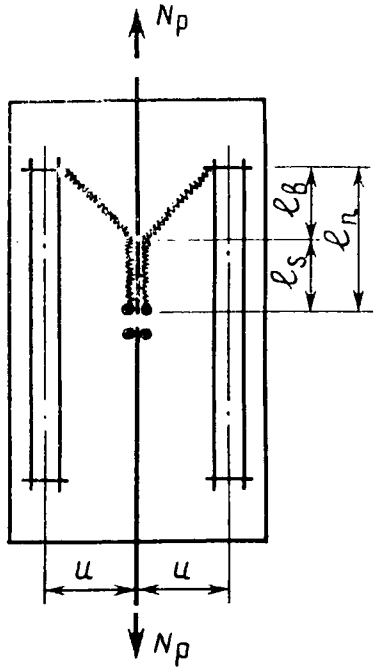



**Рис. 1. Схема бессварных стыков в изгибаемых сборно-монолитных элементах**

*1* — перепускная арматура; *2* — рабочая арматура с поперечными анкерами на конце; *3* — литой бетон омоноличивания; *4* — ребристые армопанели; *5* — монтажные стяжки



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru



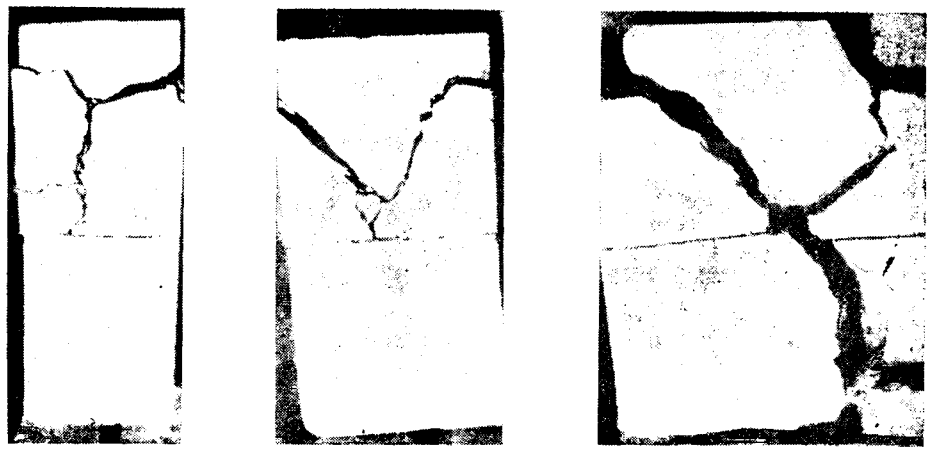



Рис. 2. Конструкция и характер разрушения фрагментов бессварных стыков

принятой в источнике [4], где $n_w$ — число приваренных поперечных стержней диаметром $d_w$ на длине перепуска $l_n$. При наличии нескольких поперечных стержней, расположенных в одной плоскости, перпендикулярной оси рабочей арматуры, рекомендуется принимать $n_w=1$, а в формулу (2) вводить в качестве сомножителя коэффициент $\varphi_d$. Коэффициент $\varphi_w$ принимает значения 200, 120, 100, 75 и 60 соответственно изменению $d_w$, равному 6, 10, 12, 16 и 20 мм.

Анализ характера разрушения бессварных стыков (см. рис. 2) показывает, что с увеличением относительной величины шага $u/l_n$ рабочей и перепускной арматуры возрастают длина проекции $l_b$ наклонной трещины на ось рабочей арматуры и соответственно усилие $N_b$ и уменьшается длина площадки $l_s$ нарушенного сцепления рабочей арматуры с бетоном и соответственно усилие $N_{bs}$. В связи с этим величину $l_b$ представляется возможным определить по минимуму функции $dN_p/dl_b=0$ по формуле

$$l_b = 0,15\,\varphi_R\,\frac{u\,\varphi_d\,d}{h_p}, \qquad (3)$$

причем $l_b \leqslant l_n$.

Сопоставление опытных данных по разрушению бессварных стыков с расчетом по формуле (1) с учетом того, что $l_s=l_n-l_b$, показывает достаточно хорошее совпадение при $N_p^{\text{оп}}/N_p^{\text{расч}}=1,25$.

Для распространения предлагаемой методики расчета прочности бессварных стыков на изгибаемые сборно-монолитные конструкции испытали элементы в масштабе 1 : 2 при $a=300$ мм (см. рис. 1), имеющие относительную величину шага $u/l_n$ рабочей (в ребрах армопанелей) и перепускной арматуры в пределах 0,2 ... 1, высоту рабочих ребер $h_p=10$ см, пролет $l=200$ см (две сосредоточенные силы прикладывали в пролете на расстоянии $l/4=50$ см от каждой из опор) и высоту $h=35$ см, $R_{bt}=2,1$ ... 2,5 МПа, рабочая и перепускная арматура диаметром $d=12$ ... 20 A-III; поперечные анкеры на концах рабочей и перепускной арматуры — 6 ... 16 A-III.

Изгибаемые сборно-монолитные элементы разрушились в зависимости от изменения относительной величины шага $u/l_n$ (вследствие изменения $l_n$) и от диаметра перепускной и рабочей арматуры ребер. При $u/l_n=0,2$ ... 0,3 они разрушились по растянутой зоне от нарушения сцепления арматуры с бетоном, а также от достижения арматурой предела текучести. При $u/l_n>0,3$ разрушение изгибаемых элементов происходило по бетону растянутой зоны на участке между перепускной и рабочей арматурой ребер и от нарушения сцепления арматуры с бетоном.

Таким образом, характер разрушения изгибаемых сборно-монолитных элементов с бессварными стыками в целом аналогичен характеру разрушения растянутых фрагментов, в связи с чем предлагаемую методику расчета прочности можно распространить на изгибаемые элементы.

Сопоставление опытных данных, полученных в результате испытаний изгибаемых сборно-монолитных элементов, с расчетом показывает, что $N_p^{\text{оп}}/N_p^{\text{расч}}=1,15$ при введении коэффициента $0,75n_c$ к $N_p^{\text{расч}}$ (коэффициент 0,75 характеризует отклонение принятой расчетной схемы от фактической; $n_c$ — число ребер в армопанелях с рабочей арматурой).

Следует отметить, что для изгибаемых элементов при $u/l_n=0,2$ ... 0,3 $N_p^{\text{оп}}/N_p^{\text{расч}}=1$, что подтверждает правомерность принятия коэффициентов при $N_p$ и $N_{bs}$ и делает их физически обоснованными.

При использовании в ребрах армопанелей арматурных стержней различного диаметра рекомендуется определять коэффициент $\varphi_d$ по $d_{max}$, при этом произведение $\varphi_d d_{max}$ не должно превышать $d_{max}+d_{min}$.

Ввиду того, что расстояние $l_d$ при установлении $\varphi_d$ между стержнями рабочей арматуры ребер, между стержнями в перепускных каркасах и между поперечными анкерами может быть различным, рекомендуется принимать минимальное значение $N_p$ из расчета по рабочей арматуре ребер или по перепускной арматуре.

По расчетным зависимостям можно выявить закономерность изменения $l_n$ для изгибаемых элементов при изменении прочности бетона на растяжение $R_{bt}$ и относительной величины шага $u/h_p$ рабочей и перепускной арматуры и сопоставить с длиной анкеровки $l_{an}$, определенной по СНиП 2.03.01—84 (см. таблицу).

| $R_{bt}$, МПа | Относительная длина перепуска $l_n/d$ | Относительная длина анкеровки $l_{an}/d$ |
|---|---|---|
| 1,9 | 28,9/29,7* | 29,8 |
| 2,1 | 24,7/25,5 | 27,0 |
| 2,3 | 21,2/22,1 | 24,7 |

* Перед чертой — $u/h_p=0,75$; после черты — $u/h_p=1,5$.



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Из анализа таблицы следует, что с увеличением прочности бетона снижается металлоемкость бессварных стыков.

В связи с тем, что коэффициенты надежности по бетону при сжатии и растяжении для расчета конструкций по предельным состояниям различны (табл. 11 СНиП 2.03.01—84) в формулу (1) в качестве сомножителя вводят коэффициент 1,33, устанавливающий соответствие уровня надежности бетона растянутой зоны (анкеровки) и сжатой зоны бетона при расчете элементов по нормальным сечениям.

Поэтому при проектировании конструкций предельное усилие $N_p$, воспринимаемое бессварным стыком, рекомендуется определять по формуле

$$N_p = n_c\,(2N_b + N_{bs} + N_w). \qquad (4)$$

Таким образом, анализ работы бессварных стыков в растянутой зоне изгибаемых элементов, а также фрагментов при действии растягивающих сил показывает, что усилие разрушения $N_p$ (анкерующее усилие) по существу представляет собой комплексное сопротивление, связанное с проскальзыванием арматуры и со срезом бетона.


БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Новые конструкции индустриальных стыков в энергетическом строительстве / А. П. Кириллов, В. Б. Николаев, О. Д. Рубин, С. В Селезнев: Обзор. — М., 1987. — 52 с. — (Обзор информ. / Информэнерго. Сер. 1; Вып. 6).
2. Яшин А. В Прочность бетона и его структурные изменения // Прочность, структурные изменения и деформации бетона. — М.: Стройиздат, 1978. — 118 с.
3. Карпенко Н. И., Судаков Г. Н., Лейтис Е. С. Моделирование механического взаимодействия арматурного стержня с бетоном, учитывающее напряженно-деформированное состояние контактной зоны // Поведение бетонов и элементов железобетонных конструкций при воздействии различной длительности. — М.: НИИЖБ, 1980. — 156 с.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого и легкого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01—84). — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. — 192 с.



УДК 624.012.45.001.24



Г. М. ВЛАСОВ, д-р техн. наук, проф., В. М. КОЗЛОВ, канд. техн. наук
(Новосибирский ин-т инженеров железнодорожного транспорта)


# Учет косвенного армирования в расчетах железобетонных элементов

В работе [1] изложен метод расчета нормальных сечений элементов, состоящих из нескольких материалов с различными упругопластическими характеристиками, в том числе и железобетонных. В его основу положены метод упругих решений и основные гипотезы технической теории стержней. Большое количество расчетов показало эффективность этого метода. Авторами метод упругих решений распространен на расчет нормальных сечений железобетонных элементов с косвенной арматурой.

Рассмотрим элемент, у которого напряжения и деформации в нормальных сечениях не зависят от положения сечения по длине элемента. Выделим из такого элемента двумя параллельными плоскостями, нормальными к продольной оси, участок длиной $s$ (шаг косвенного армирования), содержащий один элемент косвенной арматуры. Затем параллельной к продольной оси элемента плоскостью отсечем часть участка и рассмотрим его равновесие (рис. 1). К отсеченной части приложены напряжения в бетоне $\sigma_b$ и напряжения в косвенной арматуре $\sigma^к_{sy} = E^к_{sy}\ \varepsilon^к_{sy}$, $\sigma^к_{sx} = E^к_{sx}\ \varepsilon^к_{sx}$. Спроецировав эти напряжения на ось $y$ для сечения $I$—$I$ или на ось $x$ для сечения $II$—$II$ (см. рис. 1),

$$\left.\begin{aligned} \sigma_{by}\, b_y\, s &= -A^к_{sy}\, E^к_{sy}\, \varepsilon^к_{sy};\\ \sigma_{bx}\, b_x\, s &= -A^к_{sx}\, E^к_{sx}\, \varepsilon^к_{sx}, \end{aligned}\right\} \qquad (1)$$

где $b_y$, $b_x$ — ширина сечения, зависящая от координаты $y$ или $x$; $A^к_{sy}$, $A^к_{sx}$ — площадь косвенной арматуры, попавшей в сечение.

Обозначив через $\mu^к_y = A^к_{sy}/b_y s$ и $\mu^к_x = A^к_{sx}/b_x s$ и принимая $E^к_{sy} = E^к_{sx} = E^к_s$, получим

$$\left.\begin{aligned} \sigma_{by} &= -\mu^к_y\, E^к_s\, \varepsilon^к_{sy};\\ \sigma_{bx} &= -\mu^к_x\, E^к_s\, \varepsilon^к_{sx}, \end{aligned}\right\} \qquad (2)$$

причем $\mu^к_y = \mu^к_x = \mu^к_{cir} = 2A_{s,cir}/d_{ef}s$ для цилиндрических элементов со спиральной косвенной арматурой; $A_{s,cir}$ — площадь поперечного сечения спиральной арматуры; $d_{ef}$ — диаметр сечения внутри спирали.

В такой интерпретации коэффициенты косвенного армирования $\mu^к_x$ и $\mu^к_y$ в отличие от общепринятого приобретают четкий физический смысл. Они зависят от координат точки нормального сечения и дают характеристику косвенного армирования в каждой точке сечения. Это обстоятельство делает возможным расчетно-теоретическое исследование элементов с любой формой поперечного сечения.

В основу излагаемого способа учета косвенного армирования положены следующие гипотезы и допущения:

на всех стадиях работы считается справедливой гипотеза плоских сечений;

в расчеты вводят фактические диаграммы σ—ε бетона и продольной арматуры, причем у бетона диаграмма имеет нисходящий участок, а ее вид зависит от бокового обжатия;

косвенная арматура работает упруго и совместно с бетоном;

косвенное армирование не влияет на характер работы продольной арматуры.

Последние два допущения являются

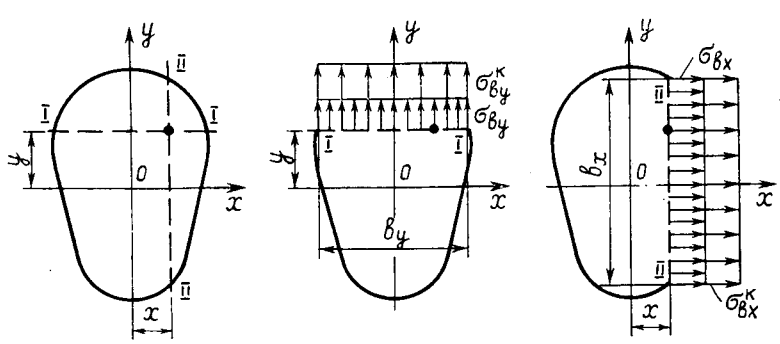



Рис. 1. К понятию коэффициента поперечного армирования в точке ($x$, $y$) нормального сечения




Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

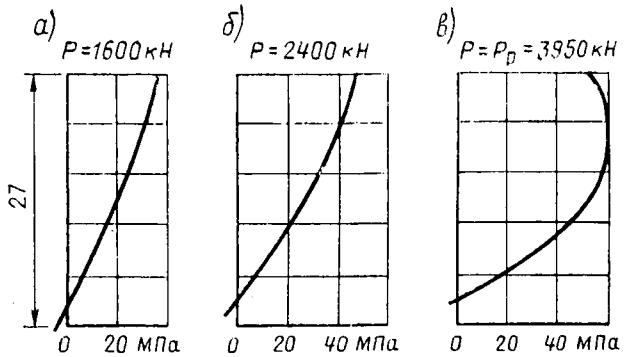



Рис. 2. Расчетные эпюры напряжений в нормальном сечении колонны III-4 [5]
*а* — $P=1600$ кН; *б* — $P=2400$ кН; *в* — $P=3950$ кН

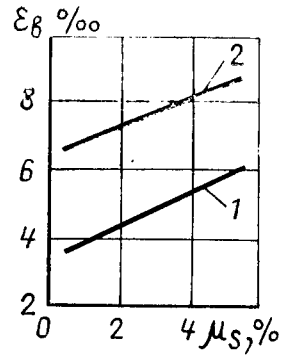



Рис. 3. Расчетная зависимость предельных деформаций бетона от количества продольной ($\mu_s$) и косвенной ($\mu_s^k$) арматуры
*1* — $\mu_s^k=1{,}6\%$; *2* — $\mu_s^k=3{,}6\%$

упрощающими, при необходимости от них можно отказаться.

С учетом принятых гипотез и предпосылок предлагаемый способ применим для расчета элементов, работающих без раскрытия трещин или с раскрытием трещин относительно небольшой длины.

Рассмотрим упругий, центрально сжатый элемент. Повышение продольного сжатия в таком элементе увеличит напряжения бокового обжатия из-за стеснения боковых деформаций косвенной арматурой. При этом продольные относительные деформации окажутся меньше, чем у элемента без косвенной арматуры. В связи с этим

$$\sigma_b = k E_b \varepsilon_b, \qquad (3)$$

где $\sigma_b$, $\varepsilon_b$ продольные нормальные напряжения и относительные деформации; $k$ — коэффициент увеличения модуля упругости бетона при наличии косвенного армирования.

Использование третьей предпосылки позволяет определить величину $k$

$$k = \frac{1+\bar{\mu}_x^к+\bar{\mu}_y^к+\bar{\mu}_x^к\bar{\mu}_y^к(1-\nu^2)}{1+(\bar{\mu}_x^к+\bar{\mu}_y^к)(1-\nu^2)+ \rightarrow} \rightarrow$$
$$\rightarrow \overline{+\bar{\mu}_x^к\bar{\mu}_y^к(1-3\nu^2-2\nu^3)}, \qquad (4)$$

где $\bar{\mu}_x^к=\mu_x^к E_s^к/E_b$; $\bar{\mu}_y^к=\mu_y^к E_s^к/E_b$; $\nu$ — коэффициент поперечной деформации бетона.

Коэффициенты косвенного армирования $\bar{\mu}_x^к$ и $\bar{\mu}_y^к$ по сравнению с $\mu_x^к$ и $\mu_y^к$ учитывают не только геометрию поперечного сечения и характер косвенного армирования, но и деформативные свойства материалов.

Пластические свойства материалов учитывают представлением диаграмм $\sigma-\varepsilon$ в виде:

$$\left.\begin{aligned}\sigma_b &= k E_b \varepsilon_в (1-\omega_b) \text{ (для бетона)};\\ \sigma_s &= E_s \varepsilon_s (1-\omega_s) \text{ (для арматуры)},\end{aligned}\right\} \qquad (5)$$

где $E_b$, $\omega_b=f_1(\varepsilon_b)$ — модуль упругости и функция пластичности бетона; $E_s$, $\omega_s=f_2(\varepsilon_s)$ — то же, продольной арматуры.

Используя гипотезу плоских сечений, условия равновесия и соотношения (5), получим формулу для определения относительных деформаций в сечении, загруженном продольной силой $N$ и изгибающим моментом $M$

$$\varepsilon_b = \frac{N+N_\omega}{E_b A_{red}^к} + \frac{M+M_\omega}{E_b I_{red}^к} y, \qquad (6)$$

где $N_\omega$, $M_\omega$ — величины, характеризующие развитие пластических деформаций в сечении:

$$\left.\begin{aligned}N_\omega &= \int_A k E_b \varepsilon_b \omega_b \, dA + \Sigma E_s \varepsilon_s \omega_s A_s;\\ M_\omega &= \int_A k E_b \varepsilon_b \omega_b \, y \, dA + \\ &\quad + \Sigma E_s \varepsilon_s \omega_s y_s A_s;\end{aligned}\right\}$$

$A_{red}^к$, $I_{red}^к$ — приведенные характеристики сечений, подсчитываемые с учетом косвенного армирования:

$$\left.\begin{aligned}A_{red}^к &= \int_A k \, dA + \Sigma \frac{E_s A_s}{E_b};\\ I_{red}^к &= \int_A k y^2 \, dA + \Sigma \frac{E_s y_s^2 A_s}{E_b};\end{aligned}\right\}$$

$y$, $y_s$ — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до рассматриваемого волокна бетона или до арматуры.

Ту часть сечения, где относительные деформации бетона превышают его предельную растяжимость, из расчета исключают, т. е. при определении $N_\omega$, $M_\omega$ и $A_{red}^к$, $I_{red}^к$ интегрирование проводят лишь с учетом той части площади растянутого бетона, где $\varepsilon_{bt} < \varepsilon_{bt,\lim}$.

Боковые сжимающие напряжения с учетом физической нелинейности бетона:

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{bx} &= \sigma_b - \frac{E_b(1-\omega_b)}{1-\nu} \times \\ &\quad \times (\varepsilon_b - \varepsilon_{bx});\\ \sigma_{by} &= \sigma_b - \frac{E_b(1-\omega_b)}{1+\nu} \times \\ &\quad \times (\varepsilon_b - \varepsilon_{by}),\end{aligned}\right\} \qquad (7)$$

причем боковые относительные деформации $\varepsilon_{bx}$ и $\varepsilon_{by}$ на основании допущения о том, что косвенная арматура работает упруго и совместно с бетоном, вычисляют по формулам:

$$\left.\begin{aligned}\varepsilon_{bx} &= \psi\,[1+\bar{\mu}_y^к(1+\nu)];\\ \varepsilon_{by} &= \psi\,[1+\bar{\mu}_x^к(1+\nu)],\end{aligned}\right\}$$

причем

$$\psi = -\frac{\nu\sigma_b}{E_b(1-\omega_b)[1+\bar{\mu}_x^к+\bar{\mu}_y^к+ \rightarrow}$$
$$\leftarrow \overline{+\bar{\mu}_x^к\bar{\mu}_y^к(1-\nu^2)]}$$

Коэффициент поперечной деформации можно вычислить для каждой ступени загружения по формуле

$$\nu = \frac{\nu_0}{1-\omega_b}, \qquad (8)$$

где $\nu_0$ — начальный коэффициент поперечной деформации бетона.

Для описания диаграммы $\sigma-\varepsilon$ для бетона принято, что при одинаковых $\sigma_b/R$ значения $\varepsilon_b/\varepsilon_R$ также одинаковы [2] ($R$ и $\varepsilon_R$ — координаты вершины диаграммы, зависящие от величины бокового обжатия). При назначении $R$ и $\varepsilon_R$ рекомендуется воспользоваться условиями прочности бетонов при неодноосных напряженных состояниях [2, 4].

Расчеты по приведенным формулам выполняют методом последовательных приближений. В работе [3] приведено доказательство сходимости итерационного процесса метода упругих решений при расчете нормальных сечений железобетонных элементов, которое является справедливым и для элементов с косвенной арматурой.

Приведенные соотношения можно использовать и для определения предельных состояний нормального сечения косвенно армированного элемента так же, как это сделано в работе [1] при расчете железобетонных элементов с продольной арматурой.

По разработанному способу выполнены расчеты косвенно армированных внецентренно сжатых коротких колонн [5]. При этом определяли напряжения



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

и деформации в нормальных сечениях элементов для нескольких ступеней загружения и определяли несущую способность каждого из них. Расчеты выполняли при постоянном коэффициенте поперечной деформации и при его различном значении для каждого волокна по формуле (8) при $\nu_0=0{,}2$. При этом диаграмма деформирования для бетона принята по Рекомендациям ЕКБ-ФИП, а для арматуры — билинейной.

Вычислили также несущую способность образцов по СНиП 2.03.01—84. Результаты вычисления несущей способности были оценены средним значением $m$ и стандартом $\sigma$ отклонения расчетных величин от опытных (см. таблицу).

Данные, приведенные в таблице, свидетельствуют о достаточной точности предлагаемого способа. Несмотря на практически одинаковую с нормами точность расчетов, предлагаемый способ позволяет проанализировать работу косвенно армированных элементов на всех стадиях загружения и оценить влияние косвенного армирования на прочность и деформативность железобетонных элементов. На рис. 2 приведены эпюры напряжений в нормальном сечении образца III—4, а на рис. 3 — зависимость предельных деформаций бетона от количества продольной и косвенной арматуры. Следует подчеркнуть, что результаты, приведенные на рис. 3, получены расчетным путем. Такие же результаты отмечались в опытах [4, 5] и других.

| Параметры | Расчеты | | |
|---|---|---|---|
| | по СНиП 2.03.01—84 | По предлагаемой методике | |
| | | $\nu=0{,}2$ | по формуле (8) |
| $m$, % | 13,1 | —16,7 | 7,4 |
| $\sigma$, % | 7,3 | 5,1 | 13,2 |

**Выводы**

Способ расчета, основанный на методе упругих решений, можно применить к расчету железобетонных элементов с косвенной арматурой. При этом для расчета сечений на любой стадии загружения, а также для определения предельных состояний применяют одни и те же формулы.

Все формулы в предлагаемом способе расчета имеют четкий физический смысл, просты, ими удобно пользоваться при расчетах с использованием ЭВМ.

Дальнейшее совершенствование предложенного способа заключается в уточнении физических характеристик бетона (функции пластичности, зависимости поперечных деформаций от продольных и т. п.).

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК


1. Власов Г. М., Козлов В. М. Расчет сечений элементов, состоящих из нескольких материалов с различными упругопластическими характеристиками. — Исследования работы искусственных сооружений // Тр. ин-та НИИЖТ / Новосибирский ин-т инженеров железнодорожного транспорта. — 1976. — Вып. 175. — С. 3—12
2. Карпенко Н. И. К построению условия прочности бетонов при неоднооосных напряженных состояниях // Бетон и железобетон. — 1985. — № 10. — С. 35—37.
3. Козлов В. М. О сходимости метода упругих решений при расчете сечений изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов. — Исследование работы искусственных сооружений // Тр. ин-та / Новосибирский ин-т инженеров железнодорожного транспорта. — 1976 — Вып. 175. — С. 20—24.
4. Попов Н. Н., Трекин Н. Н., Матков Н. Г. Влияние косвенного армирования на деформативность бетона // Бетон и железобетон. — 1986. — № 11. — С. 33—34.
5. Михайлов К. В. Новое о прочности железобетона. — М.: Стройиздат, 1977. — 272 с.


УДК 624.012.45:539.4

Ю. А. КЛИМОВ, канд. техн. наук (КИСИ)

# Расчет прочности элементов при действии поперечных сил

Наличие зон концентрации деформаций бетона вблизи вершины критической наклонной трещины, а продольной и поперечной арматуры в местах их пересечения нормальной и критической наклонной трещинами позволяет рассматривать железобетонный элемент, работающий на восприятие поперечных сил, как дисково-связевую систему, состоящую из жестких (недеформируемых) бетонных дисков (блоков), соединенных податливыми связями.

В соответствии с расположением основных трещин и зон концентрации деформаций элемент можно представить в виде системы бетонных блоков и связей: $B_1$, $B_2$ — образованный критической наклонной трещиной и плоским вертикальным сечением, проходящим через ее вершину до сжатой и растянутой грани, $B_3$ — образованный плоскими вертикальными сечениями, проходящими по внешним границам площадок передачи внешней нагрузки (рис. 1).

Принимая дисково-связевую систему в качестве физической модели железобетонного элемента, работающего на восприятие поперечных сил, рассмотрим кинематическую схему деформирования, распределение внутренних усилий и причины исчерпания несущей способности системы.

Блок $B_3$ под действием приложенных к нему сосредоточенных сил $F$ перемещается по направлению действия сил — вертикально вниз (см. рис. 1). До образования критической наклонной трещины блоки $B_1$, $B_2$, объединенные бетоном, работают совместно, поворачиваясь, в соответствии с гипотезой плоских сечений относительно горизонтальной оси границы сжатой зоны в сечении *1—1* (см. рис. 1) на одинаковый угол. После образования критической наклонной трещины блоки соединяются между собой связями *4*, *5*, жесткость которых влияет на дальнейшее перемещение блоков. При абсолютно жестких связях блоки $B_1$ и $B_2$, как и до появления трещины, поворачивались бы относительно границы сжатой зоны в сечении *1—1* на одинаковый угол. Но связи *4*, *5* имеют определенную (конечную) жесткость в продольном и поперечном направлениях и деформируются в процессе нагружения. Вследствие деформаций связей нарушается совместность работы блоков $B_1$, $B_2$ и они поворачиваются относительно той же оси (границы сжатой зоны в сечении *1—1*), но уже на разный угол $\varphi_1$ и $\varphi_2$ (см. рис. 1).

Анализ кинематической схемы позволяет оценить усилия, действующие в дисково-связевой системе. При перемещении блока $B_3$ относительно $B_1$ и $B_2$ в связях *1*, *2* возникают сдвигающие



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

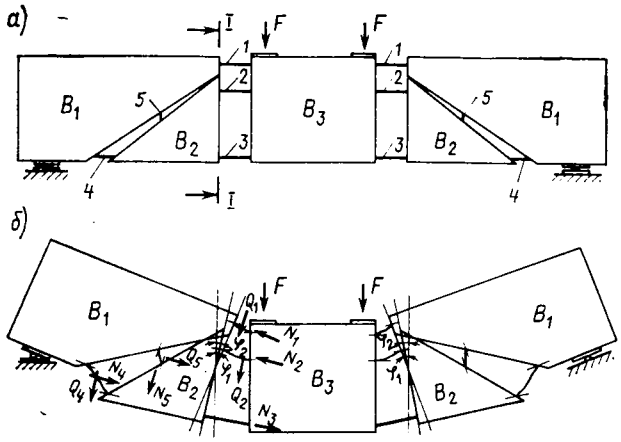



**Рис. 1. Физическая модель (*а*) и кинематическая схема деформирования (*б*) железобетонного элемента при действии поперечных сил**

Связи: *1*, *2* — бетон сжатой зоны над и под вершиной критической трещины; *3*, *4* — продольная арматура в местах ее пересечения нормальной и критической наклонными трещинами; *5* — поперечная арматура

усилия $Q_1$ и $Q_2$. Поворот блоков $B_1$ и $B_2$ вызывает сжимающие усилия в связях *1*, *2* ($N_1$, $N_2$) и растягивающее усилие в связи *3* ($N_3$). Характер деформирования связей *4*, *5* (см. рис. 1) свидетельствует о возникновении в них при повороте блоков $B_1$ и $B_2$ на разный угол сдвигающих (нагельных) и растягивающих усилий ($Q_4$, $N_4$ и $Q_5$, $N_5$.)

Кроме усилий в связях в дисково-связевой системе действуют также возникающие при деформировании системы силы взаимодействия между блоками $B_1$ и $B_2$, обусловленные тем, что перемещения, получаемые блоками, соизмеримы с расстоянием между ними, равным ширине раскрытия критической наклонной трещины. В результате поворачивающийся на большой угол блок $B_1$ наталкивается вблизи вершины трещины на препятствующий его перемещениям блок $B_2$ (см. рис. 1).

При повороте на разный угол блоки $B_1$ и $B_2$ взаимно смещаются. Шероховатая поверхность блоков, образованная критической наклонной трещиной, состоит из впадин и выступов, последние при смещении блоков вступают во взаимодействие, следствием чего является возникновение на длине контакта поверхностей сил зацепления.

Исчерпание несущей способности дисково-связевой системы, как показал анализ ее равновесия, происходит при выходе из работы связей *1* или *4*, в результате чего нарушается равновесие блока $B_1$ и система превращается в геометрически изменяемую. На практике это соответствует известным формам разрушения железобетонных элементов при действии поперечных сил — по сжатой зоне в результате раздробления или среза бетона над наклонной трещиной и по растянутой зоне вследствие текучести или потери сцепления продольной арматуры с бетоном на приопорном участке.

Следовательно, физическая модель в виде дисково-связевой системы дает достаточно полную и достоверную картину работы железобетонного элемента при действии поперечных сил, правильно отражает характер деформирования, распределение внутренних усилий и причины исчерпания несущей способности.

Расчетная схема предельного равновесия железобетонного элемента как дисково-связевой системы приведена на рис. 2. В качестве внутренних усилий в элементе принимают усилия в связях системы и силы зацепления между блоками $B_1$, $B_2$. Рассмотрен основной вид разрушения железобетонных элементов при действии поперечных сил — раздробление бетона сжатой зоны над вершиной наклонной трещины.

Согласно принятой расчетной схеме за критерий исчерпания несущей способности элемента принимают разрушение связи *1* при достижении нормальными сжимающими напряжениями в бетоне предельных значений, равных $R_b$, при относительных деформациях крайнего сжатого волокна связи соответствующих предельной сжимаемости бетона — $\varepsilon_{b,u}$.

В предельном состоянии усилия в связях вычисляют по эпюрам напряжений и деформаций (см. рис. 2), построенных исходя из физической модели работы элемента и анализа существующих опытных данных о напряженно-деформированном состоянии бетона и арматуры при рассматриваемом разрушении. Отличие расчетных эпюр от фактических по форме и величине напряжений учитывают введением коэффициента полноты эпюры $\omega$.

Предельную поперечную силу, воспринимаемую элементом, находят из уравнения равновесия блока $B_1$ на вертикальную ось (см. рис. 2)

$$Q = Q_{b1} + Q_{sw} + Q_s = F_{crc}\sin\alpha. \quad (1)$$

Касательное усилие в бетоне сжатой зоны над наклонной трещиной вычисляют по площади эпюры напряжений, построенной исходя из критерия прочности бетона при плоском напряженном состоянии [1]

$$Q_{b1} = R_{sh}\, b\, x\, \omega_1, \quad (2)$$

где $R_{sh}$ — предельное касательное напряжение, определяемое с учетом местных сжимающих напряжений $\sigma_y$ по источнику [1].

Осевое усилие в поперечной арматуре находят по известной формуле

$$Q_{sw} = q_{sw}\, c. \quad (3)$$

Экспериментально установлено, что на некоторой длине вблизи места пересечения наклонной трещиной продольная арматура испытывает изгиб, следствием чего является возникновение в ней нагельных (поперечных) сил. В принятой физической модели на этом участке продольную арматуру можно рассматривать как стержень, заделанный в блоки $B_1$ и $B_2$ (рис. 3), концы которого в процессе деформирования системы перемещаются вместе с блоками. Левый конец стержня вместе с блоком $B_1$ поворачивается на угол $\varphi_1$, а правый конец вместе с блоком $B_2$ — на угол $\varphi_2$, смещаясь при этом по вертикали на $\Delta_Q$

$$\Delta_Q = (c + 0{,}5\, l_Q)(\varphi_1 - \varphi_2). \quad (4)$$

Пренебрегая окружающим бетоном, нагельное усилие, возникающее в стержне, вычисленное по формулам работы [2]

$$Q_s = \frac{12\, E_s\, I_s}{l_Q^3}(\varphi_1 - \varphi_2)\, c. \quad (5)$$

При необходимости нагельное усилие можно определить и с учетом бетона, рассматривая его как упругое основание стержня.

Исходя из принятой физической модели, углы поворота блоков, входящие в формулы (4), (5)

$$\left.\begin{aligned} \varphi_1 &= \frac{\Delta_b}{x_0}; \\ \varphi_2 &= \frac{\Delta_{b1}}{x_0 - x}, \end{aligned}\right\} \quad (6)$$

где $x_0$ — высота сжатой зоны бетона в сечении *1—1* (см. рис. 2); $\Delta_b$, $\Delta_{b1}$ — деформации крайних сжатых волокон связей *1*, *2*: $\Delta_b = \varepsilon_{b,u} l_b \omega_2$; $\Delta_{b1} = \varepsilon_b l_b \omega_3$.

Длину связей $l_b$ устанавливают на основании опытных данных по длине зоны концентрации деформаций бетона сжатой зоны вблизи вершины критической наклонной трещины. По результатам опытов, а именно по длине зоны изгиба продольной арматуры, назначают и длину стержня $l_Q$ в выражениях (4), (5).

Силы зацепления, действующие между блоками $B_1$ и $B_2$, вычисляют по формуле

$$F_{crc} = \Delta_{crc}\, l_{crc}\, b\, C_{crc}, \quad (7)$$



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

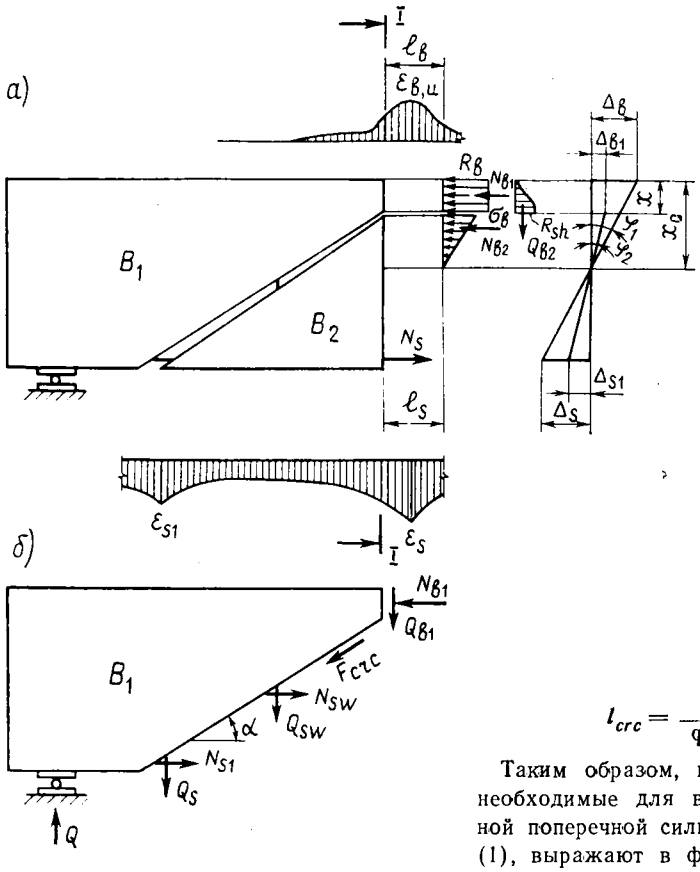



Рис. 2. Расчетная схема предельного равновесия элемента в нормальном (*а*) и наклонном (*б*) сечениях

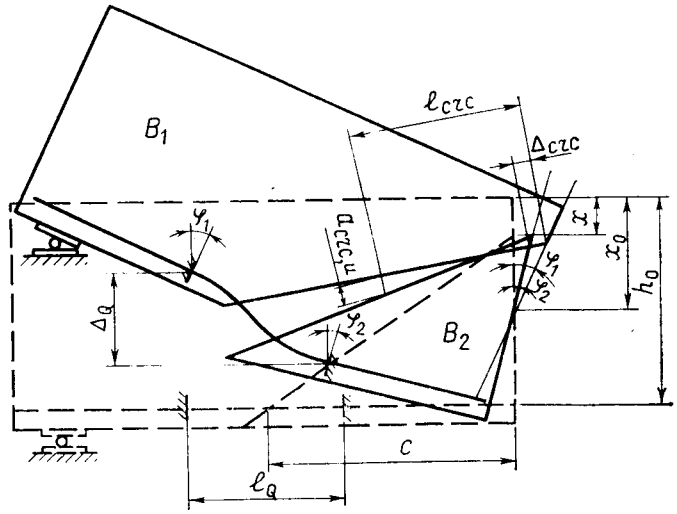



Рис. 3. Кинематическая схема деформирования элемента в пролете среза

где $\Delta_{crc}$ — взаимное смещение блоков, определяемое исходя из кинематической схемы деформирования (см. рис. 3): $\Delta_{crc}=(x_0-x)(\varphi_1-\varphi_2)\cos\alpha$; $l_{crc}$ — длина зоны зацепления блоков; $C_{crc}$ — коэффициент постели сдвига бетона по бетону при поверхностях, образованных трещиной. $C_{crc}$ можно найти по данным экспериментов [3], в которых изучали зависимость между сдвигающей силой и деформациями сдвига бетонных образцов, разделенных искусственно созданной трещиной. Анализом этих и других аналогичных опытов установлено, что коэффициент постели сдвига является функцией двух основных параметров — ширины раскрытия трещины, размеров и прочности заполнителей бетона. При прочих равных условиях с увеличением размеров и прочности заполнителя $C_{crc}$ возрастает, а с увеличением ширины раскрытия трещины снижается, и при некоторой предельной ширине раскрытия $a_{crc,u}$ зацепление между выступами бетонных поверхностей отсутствует, $C_{crc}=0$. Учитывая сказанное и основываясь на принятой схеме деформирования (см. рис. 3), длину зоны зацепления $l_{crc}$ в выражении (7) можно подсчитать по формуле

$$l_{crc}=\frac{a_{crc,u}}{\varphi_1-\varphi_2}. \qquad (8)$$

Таким образом, внутренние усилия, необходимые для вычисления предельной поперечной силы $Q$ по зависимости (1), выражают в функции четырех неизвестных величин $x$, $x_0$, $c$, $\varepsilon_b$, значения которых находят из совместного решения уравнений равновесия и деформирования элемента.

Кроме того, в уравнении равновесия входят и другие внутренние усилия:

нормальные усилия над и под вершиной наклонной трещины

$$\left.\begin{aligned} N_{b1}&=R_b\,b\,x\,\omega_4;\\ N_{b2}&=0{,}5\,\sigma_b\,b\,(x_0-x)\,\omega_5; \end{aligned}\right\} \qquad (9)$$

осевое усилие в продольной арматуре в сечении *1—1*

$$N_s=\sigma_s A_s. \qquad (10)$$

Касательное усилие в бетоне под наклонной трещиной $Q_{b2}$ (связь *2*) и осевое усилие в продольной арматуре в месте ее пересечения критической наклонной трещиной $N_{s1}$ (связь *4*) из-за недостатка опытных данных для их аналитического описания принимают в качестве неизвестных величин. Касательным (нагельным) усилием в поперечной арматуре, как показал анализ проведенных экспериментов, в виду его незначительной величины можно пренебречь.

Таким образом, по принятой расчетной схеме предельного равновесия число неизвестных величин равно восьми — $Q$, $x$, $x_0$, $c$, $\varepsilon_b$, $\sigma_s$, $Q_{b2}$ и $N_{s1}$. В общем виде для их определения можно составить систему из восьми уравнений, включающую шесть уравнений равновесия, по три для блока $B_1$ и дисковосвязевой системы в сечении *1—1* и два уравнения деформирования системы, описывающих поворот блоков $B_1$, $B_2$ относительно границы сжатой зоны в сечении *1—1*:

$$\left.\begin{aligned} \frac{\Delta_b}{x_0}&=\frac{\Delta_s}{h_0-x_0};\\ \frac{\Delta_{b1}}{x_0-x}&=\frac{\Delta_{s1}}{h_0-x_0}, \end{aligned}\right\} \qquad (11)$$

где $\Delta_s$, $\Delta_{s1}$ — деформации продольной арматуры при повороте блоков: $\Delta_s=\varepsilon_s c\omega_6$; $\Delta_{s1}=\varepsilon_s l_s\omega_7$.

Решая систему уравнений (11) относительно $Q$, из уравнения (1) определяют предельную поперечную силу, воспринимаемую элементом.

Сопоставление результатов расчета по предложенному методу с опытными данными [1] выявило его достаточно высокую точность не только при установлении предельной поперечной силы, но и внутренних усилий, действующих в наклонном сечении — осевого и нагельного усилия в продольной арматуре, нормального и касательного усилий в бетоне над вершиной наклонной трещины, осевого усилия в поперечной арматуре, сил зацепления между частями элемента, разделенными критической наклонной трещиной.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК


1. Михайлов К. В. Новое о прочности железобетона. — М.: Стройиздат, 1977. — 272 с.
2. Писаренко Г. С., Яковлев А. П., Матвеев В. В. Справочник по сопротивлению материалов. — Киев: Наукова думка, 1975. — 704 с.
3. Ашрабов А. А., Самарин А. В. К методике определения сил зацепления в трещинах железобетонных балок при действии поперечных сил. Вопросы надежности мостовых конструкций // Тр. ин-та / Ленинградский инженерно-строительный ин-т. — 1984. — С. 62—68.




Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 691.32

В. К. ОСИПОВ, канд. техн. наук, В. Г. АКОПОВ, инж. (СевкавНИПИагропром)

# Определение коэффициента упругопластичности бетона сжатой зоны

В СНиП 2.03.01—84 значение $\nu$ при кратковременном действии нагрузки принято постоянным (0,45). Многочисленными исследованиями установлено, что $\nu$ при кратковременном статическом нагружении изменяется в пределах 0,5...0,2. Общий недостаток известных предложений по назначению $\nu$ в том, что все они имеют чисто эмпирический характер и во многом зависят от качества экспериментов.

Авторами разработан новый способ определения коэффициента $\nu$, основанный на представленной в общем виде аппроксимированной зависимости модуля деформации бетона при осевом сжатии от относительного уровня нормальных напряжений. Она приемлема практически для любого вида и класса бетона и может быть выражена формулами:

$$\left.\begin{array}{l} \text{при } \dfrac{\sigma_b}{R_b} \leqslant D \\ E_b' = E_b; \\ \text{при } \dfrac{\sigma_b}{R_b} > D \\ E_b' = E_b\left[1 - \dfrac{\left(\dfrac{\sigma_b}{R_b} - D\right)(1-\bar{\nu}_R)}{1-D}\right], \end{array}\right\} \quad (1)$$

где $D$ — относительный уровень напряжений, до которого сжатый бетон работает упруго; $\bar{\nu}_R$ — коэффициент $\bar{\nu}$ при $\sigma_b = R_b$.

Величины $D$ и $\bar{\nu}_R$ определяют опытным путем при осевом сжатии призмы. Для тяжелого бетона классов В20...В35 $D = 0{,}3$; $\bar{\nu}_R = 0{,}5$.

Для упрощения решения задачи рассмотрим элемент прямоугольного сечения. Представим усилие, действующее в бетоне сжатой зоны, в виде

$$N = \sigma_b \omega A_b = \varepsilon_b E_b \bar{\nu} \omega b x = \frac{1}{\rho} x^2 E_b \nu b, \quad (2)$$

отсюда

$$\nu = \frac{N E_b'^2 \dfrac{1}{\rho}}{\sigma_b^2 E_b b}. \quad (3)$$

Из формулы (3) видно, что для нахождения коэффициента $\nu$ нужно подсчитать величину $N$, равную объему фигуры, образуемой эпюрой нормальных напряжений в сжатом бетоне

$$N = \sum_0^{x_{el}} b\,\sigma_{b,\,el}\,\Delta x + \sum_{x_{el}}^{x} b\,\sigma_b\,\Delta x = \sum_0^{x_{el}} b\,x\,\frac{1}{\rho}\,E_b\,\Delta x + \sum_{x_{el}}^{x} b\,x\,\frac{1}{\rho} \times E_b'\,\Delta x = \int_0^{x_{el}} x\,\frac{1}{\rho}\,E_b\,b\,dx + \int_{x_{el}}^{x} x\,\frac{1}{\rho}\,E_b'\,b\,dx, \quad (4)$$

где $x_{el} = \dfrac{R_b D}{E_b \dfrac{1}{\rho}}$;

$$x\,\frac{1}{\rho}\,E_b' = \sigma_b = x\,\frac{1}{\rho}\,E_b \times \left[1 - \frac{\left(\dfrac{\sigma_b}{R_b} - D\right)(1-\bar{\nu}_R)}{1-D}\right].$$

Преобразуя, получим

$$\sigma_b = \frac{E_b\,(1 - D\bar{\nu}_R)}{(1-D)\dfrac{1}{\rho}\,x + \dfrac{E_b\,(1-\bar{\nu}_R)}{R_b}}. \quad (5)$$

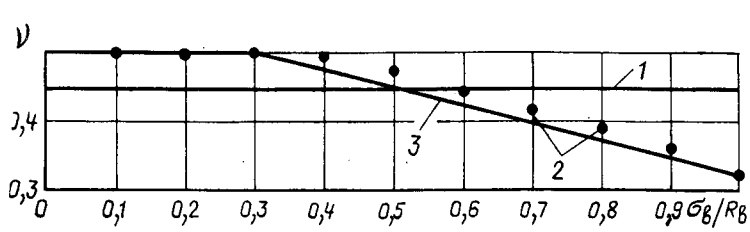
Подставляя выражение (5) под знак второго интеграла и интегрируя всю запись, получим:

$$N = \frac{b\,R_b^2\,(1 - D\bar{\nu}_R)(1-D)}{E_b \dfrac{1}{\rho}\,(1-\bar{\nu}_R)^2} \times \left[\frac{D^2\,(1-\bar{\nu}_R)^2}{2\,(1-D\bar{\nu}_R)(1-D)} + \frac{\sigma_b E_b\,(1-\bar{\nu}_R)}{R_b E_b'\,(1-D)} - \frac{D\,(1-\bar{\nu}_R)}{1-D} + \ln\left|\frac{1 - D\bar{\nu}_R}{\dfrac{\sigma_b E_b\,(1-\bar{\nu}_R)}{R_b E_b'} + (1-D)}\right|\right]. \quad (6)$$

Таким образом, авторами выведена формула равнодействующей эпюры нормальных напряжений в сжатом бетоне. Подставляя выражение (6) в формулу (3), получим зависимость для определения коэффициента $\nu$

$$\nu = \frac{R_b^2 E_b'^2\,(1 - D\bar{\nu}_R)(1-D)}{\sigma_b^2 E_b^2\,(1-\bar{\nu}_R)^2} \times \left[\frac{D^2\,(1-\bar{\nu}_R)^2}{2\,(1-D\bar{\nu}_R)(1-D)} + \frac{\sigma_b E_b\,(1-\bar{\nu}_R)}{R_b E_b'\,(1-D)} - \frac{D\,(1-\bar{\nu}_R)}{1-D} + \ln\left|\frac{1 - D\bar{\nu}_R}{\dfrac{\sigma_b E_b\,(1-\bar{\nu}_R)}{R_b E_b'} + (1-D)}\right|\right]. \quad (7)$$

Формула (7) применима при $\sigma_b/R_b > D$. При $\sigma_b/R_b \leqslant D$ $\bar{\nu} = 1$, $\omega = 0{,}5$ и $\nu = \bar{\nu}\,\omega = 0{,}5$.




**Изменение коэффициента $\nu$ в зависимости от уровня нормальных напряжений в сжатом бетоне**
*1 — по СНиПу; 2 — по формуле (7); 3 — по формуле (8)*



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Подставляя в выражение (7) опытные значения $D$ и $\overline{\nu}_R$ и варьируя отношением $\sigma_b/R_b$ в пределах 0,3...1, вычисляли значения коэффициента $\nu$ для тяжелого бетона классов В20...В35, которые изменялись в пределах 0,5...0,321 (см. рисунок).

Располагая на каждом этапе загружения значениями $\nu$ и $\overline{\nu}$, можно установить изменение коэффициента полноты эпюры сжимающих напряжений $\omega=\nu/\overline{\nu}$. При росте напряжений с 0,3 $R_b$ до $R_b$ он изменялся с 0,5 до 0,643.

Формула (7) применима для любого вида и класса бетона, поскольку представлена в общем виде. Для тяжелых конструкционных бетонов ее можно упростить и преобразовать

$$\nu = 0{,}5 - 0{,}256\left(\frac{\sigma_b}{R_b} - 0{,}3\right). \quad (8)$$

Сравнение результатов вычислений по формулам (7), (8) показало незначительность отклонений, что вполне допустимо для практических расчетов (см. рисунок).

При определении кривизны сечений с трещинами по методике СНиП 2.03.01—84 расчет производят из условия $\sigma_b = R_{b,ser}$. В этом случае следует принимать не усредненное значение коэффициента $\nu$, а подсчитанное по формуле (7) или (8) при $\sigma_b = R_b$ и равное для тяжелых бетонов 0,321 в отличие от нормативного 0,45.

### Вывод

В отличие от существующих эмпирических теоретически выведена формула (7), применимая для всех видов и классов бетона, поскольку она получена в общем виде. Для тяжелых конструкционных бетонов служит зависимость (8).

## Теория

УДК 691.328:539.382

А. А. ГВОЗДЕВ, д-р техн. наук, проф., А. В. ШУБИК,
Н. Г. МАТКОВ, кандидаты техн. наук (НИИЖБ)

# О полной диаграмме сжатия бетона, армированного поперечными сетками

В последнее время при проектировании железобетонных конструкций наряду с традиционными методами расчета деформаций и несущей способности (колонн и стыков с сетками) применяют и аналитические способы расчета по фактическим диаграммам сжатия бетона и арматуры с составлением алгоритма расчета на ЭВМ [1]. Это позволяет более полно учитывать особенности работы материалов и оценивать напряженно-деформированное состояние конструкций на любой стадии расчета и нагружения.

Особенно целесообразно изучение диаграмм сжатия с нисходящими участками, позволяющее объяснить такие явления, как неоднородное напряженное состояние краевых зон бетона, перераспределение усилий и деформаций в стержневых статически неопределимых конструкциях при вычислении жесткостей нормальных сечений элементов, а также определение полноты эпюры напряжений.

Однако получение полных диаграмм сжатия деформирования таких элементов зависит от исходных характеристик материалов, времени, скорости нагружения и жесткости пресса. Кроме того, анализ обобщения имеющихся данных свидетельствует об ограниченности получения опытных диаграмм сжатия с нисходящей ветвью в основном из-за отсутствия единой методики и необходимого автоматического оборудования со средствами измерения для записи процесса разрушения. Поэтому результаты различных опытов не всегда согласуются между собой [4].

Для проведения сопоставительных исследований НИИЖБ при участии ЦНИИСК и МИСИ разработали специальную установку, оснащенную автоматическими средствами измерения. При этом требовалось разработать математический аппарат для расчета этих диаграмм, который бы, кроме деформаций ползучести и поперечных деформаций, учитывал бы и накопление дефектов повреждений структуры бетона, работающего при переменных во времени напряжениях [2].

Исследования выполняли на сжатых бетонных элементах (призмы размером 15×15×60, 20×20×80 см из бетона классов В30, В60), армированных поперечными сетками в сочетании с продольной арматурой (классов А-III, Ат-V), по новой методике на специальной установке с динамометрическими вставками, совместно загружаемой с образцом в прессе при достижении определенного уровня нагружения $\eta=0{,}7...0{,}95\ N_p^{\tau}$. На образцы наклеивали тензорезисторы с базой 20 и 50 мм, устанавливали датчики перемещений, индикаторы с базой 300 и 800 мм и внутренние датчики напряжений [3] с динамометром для контроля деформаций и силы во времени с дистанционной записью полной диаграммы сжатия на двухкоординатнике и осциллографе. Принципиальная конструкция такой установки со схемами основных приборов представлена на рис. 1. В качестве упругих вставок использовали 4...6 мощных оттарированных стоек (диаметр 80 мм, длина 1000 мм), изготовленных из сплава Д16-Т ($\sigma_т=320$ МПа, $E_c=70000$ МПа). На нижних концах стоек предусмотрена упорная резьба, позволяющая ввинчивать их в фиксированные стаканы и регулировать их положение по вертикали. В процессе исследований стойки включались в работу не с самого начала загружения образца, а при уровне (0,5...0,6) $R_{b,red}$ (при появлении микротрещин).

При этом кратковременная длительность загружения элементов, включая получение нисходящего участка диаграммы сжатия, с подключением стоек составила 0,5...6 ч в зависимости от ступенчатого, непрерывного или малоциклового режимов нагружения со скоростью 0,2...0,6 МПа/с.

При такой методике загружения образцов и записи процесса их деформирования под нагрузкой от начала загружения до полного разрушения можно получить полные реальные диаграммы сжатия с нисходящими участками (рис. 2) и схемы разрушения таких элементов с постепенным раскрытием трещин (рис. 3). Плавный процесс микротрещинообразования записывали и наблюдали при совместном загружении



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

образца и установки до полного разрушения образца на нисходящем участке. При этом более наглядно проявлялись процессы деформирования и накопления повреждений в бетоне образца под нагрузкой, обеспечивая его плавное разрушение, приближая картину разрушения к натурным условиям аварийного обрушения. Полученные опытные диаграммы бетонных и армированных элементов (см. рис. 2) по характеру напряженно-деформированного состояния оказались различны.

Элементы с сетками при сжатии имеют более выпуклую (в 6...10 раз) диаграмму с повышенной деформативностью по сравнению с бетонными и обеспечивают полное использование высокопрочной арматуры. На нисходящем участке дальнейшее деформирование образцов сопровождалось интенсивным развитием пластических деформаций со срезом по наклонным площадкам и проявлением остаточных деформаций ползучести [6].

Далее наступал разрыв стержней поперечных сеток, и при достаточно частом шаге сеток (70...80 мм) продольная арматура деформировалась, как правило, без выпучивания. Однако после достижения предела текучести ($\sigma_т$, $\sigma_{0,2}$) происходила потеря устойчивости стержней с искривлением между сетками.

Для математического описания этих экспериментов удобно использовать общий подход, принятый в работе [2], где в основном уравнении теории ползучести учитывается и накопление повреждений структуры бетона

$$\varepsilon(t) = Э(t) + \varepsilon_л(t) + \int_0^{\eta_{max}} F(\eta(t)) \Phi(T(\eta, t))\, d\eta, \quad (1)$$

где $\varepsilon(t)$ — полная деформация; $Э(t)$ — упругая деформация; $\varepsilon_л(t)$ — линейная часть деформаций ползучести; $\eta(t)$ — уровень напряжений $\sigma(t)/R(t)$; $\sigma(t)$, $R(t)$ — напряжение и переменная во времени прочность бетона, зависящая от накопления повреждений его структуры; $T(\eta, t)$ — длительность действия соответствующего уровня напряжений; $\Phi(T(\eta, t))$ — функция, характеризующая нарастание нелинейной части деформаций ползучести от уровня напряжений.

Поскольку в данном случае уровень напряжений непрерывно возрастает во времени, запишем выражение (1) в координатах времени

$$\varepsilon(t) = Э(t) + \varepsilon_л(t) + \int_0^t \frac{k\eta(\tau)}{1 - S\eta(\tau)} \frac{d}{dt} B \times \left(1 - \exp\left(-\beta(t-\tau)\right)\right) d\tau, \quad (2)$$

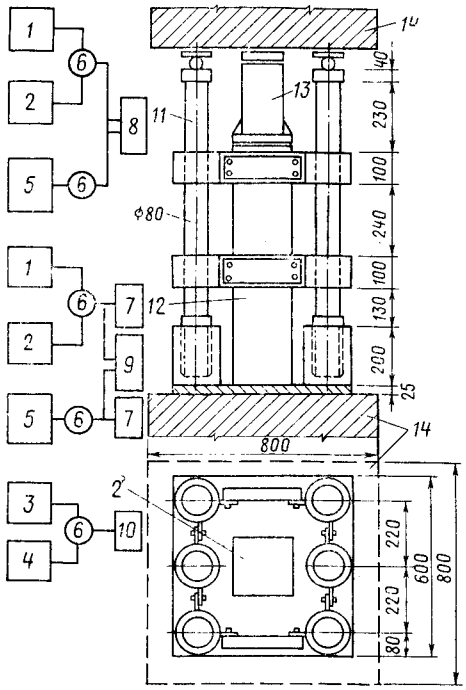



**Рис. 1. Схема установки для испытания опытных образцов и последовательность подключения приборов для получения полной диаграммы сжатия в системе пресса**

*1...4* — датчики перемещений с диапазонами измерений 2,5 и 25 мм; *5, 13* — тензодинамометры; *6, 7* — преобразователь сигналов (ПА-1) с усилителем; *8* — самопишущий потенциометр ПДС-021; *9* — магнитоэлектрический осциллограф Н-115; *10* — графопостроитель Н-306; *11* — упругие стойки; *12* — образец; *14* — плиты пресса

где $k$, $S$, $B$, $\beta$ — постоянные коэффициенты.

Согласно источнику [2], предполагается, что скорость снижения прочности бетона во времени пропорциональна функции отношения действующего напряжения к соответствующему переменному значению прочности при осевом сжатии

$$R(t) = R_0 \left\{1 - \frac{m+1}{p} \times \int_0^t \left(\frac{\sigma(\tau)}{R_0}\right)^m d\tau\right\}^{\frac{1}{m+1}}, \quad (3)$$

где $R_0$ — прочность бетона при осевом сжатии до приложения напряжения; $p$, $m$ — постоянные коэффициенты.

Таким образом, на нисходящей ветви диаграммы $\sigma(\varepsilon)$, где напряжение $\sigma(t)$ уменьшается и нарастание деформаций происходит вследствие энергичного накопления повреждений в бетоне, в результате чего $R(t)$ уменьшается быстрее, чем $\sigma(t)$, и следовательно, уровень напряжений во времени продолжает возрастать.

При расчете образцов с поперечным косвенным армированием необходимо рассмотреть работу объемных бетонных блоков, заключенных между горизонтальными арматурными сетками. Такой теоретический аппарат в настоящее время отсутствует, хотя в перспективе его можно создать, используя имеющиеся теоретические и экспериментальные данные по теории разрушения элементов, включая эмпирическое описание опытов по объемно-напряженному состоянию.

На основании экспериментальных данных авторов можно высказать лишь некоторые общие соображения относительно методов и возможных подходов к решению поставленной задачи с использованием приведенного математического аппарата по аналогии с бетонными образцами, загруженными до некоторого уровня с последующей работой поперечных сеток на высоких уровнях.

На восходящем участке диаграммы $\sigma(\varepsilon)$ продольные нелинейные деформации определяются, в основном, накоплением повреждений структуры бетона. До некоторого уровня продольной нагрузки, пока объем образца уменьшается, поперечное армирование практически не оказывает влияния и продольные деформации можно устанавливать как для бетонного образца. С некоторого уровня нагрузки, по мере накопления и объединения повреждений, объем образца увеличивается, и в работу включается поперечное армирование. Оно сдерживает развитие поперечных деформаций и при увеличении продольной силы препятствует дальнейшему накоплению и объединению повреждений структуры бетона. Следовательно, по мере включения в работу поперечного армирования, пока оно оказывает сдерживающее влияние, бетон, находясь в обойме, как бы добирает прочность благодаря работе поперечных стержней сетки и соответственно выдерживает большую продольную нагрузку.

В данном случае, когда испытания выполняли по первой схеме без подключения силовых вставок (вследствие догрузки прессом) восходящая ветвь диаграммы $\sigma(\varepsilon)$ до максимального значения в момент времени $t_1$, была получена при постоянной скорости нарастания напряжения величина $V$. Выражение (1) можно записать в виде

$$\varepsilon(t) = \frac{V t_1}{E} - \frac{AV \exp(-\alpha t_1)}{\alpha} \times [(\alpha t_1 - 1)\exp(\alpha t_1) + 1] + K\beta BV \exp(-\beta t_1) \times \int_0^{t_1} \frac{\tau \exp(\beta\tau)}{R(\tau) - SV(\tau)} d\tau, \quad (4)$$

где $E$ — модуль упругости бетона; A, $\alpha$ — постоянные коэффициенты.



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

Из выражения (3)

$$\eta(t_1) = \frac{V(t_1)}{R_0\left[1 - \frac{t^{m+1}}{p}\left(\frac{V}{R_0}\right)^m\right]^{\frac{1}{m+1}}}. \quad (5)$$

Поскольку по этой схеме производили непрерывное догружение, на нисходящей ветви диаграммы $\sigma(\varepsilon)$ после времени $t_1$ образец оказался пронизанным развитыми трещинами и находился как бы в процессе разрушения. Такое предельное состояние образца с механизмом накопления разрушений в бетоне находится не в устойчивой области, и происходит концентрация накопления повреждений, подобно работе аварийных конструкций часто встречающейся при реконструкции объектов и восстановлении отдельных элементов. Снижение напряжений равно уменьшению прочности от накопления повреждений структуры бетона, и, следовательно, уровень напряжений остается постоянным. Поэтому выражение (1) примет вид

$$\varepsilon(t) = \Theta(t) + \varepsilon_л(t) + \varepsilon_н(t_1)\exp(-\beta(t-t_1)) \times \times K B \exp(-\beta t)\frac{1}{1-S}(\exp(\beta t) - \exp(\beta t_1)), \quad (6)$$

где $\varepsilon_н(t_1)$ — нелинейная часть деформаций ползучести к моменту $t_1$; $\varepsilon_л(t)$ — линейная часть деформаций.

Эти соображения проверены при расчете бетонных образцов, результаты которых и их сопоставление с опытными данными приведены на рис. 2.

Для образцов с косвенным армированием предварительно провели теоретический анализ имеющихся экспериментальных данных, показавший, что на восходящей ветви диаграммы влияние этого армирования начинает существенно ощущаться с уровня напряжений $\eta(t) = \sigma(t)/R_{пр} \approx 0{,}97$.

Выше этого уровня по мере нарастания напряжений $\sigma(t)$ призменная прочность бетона $R_b$ стремится к приведенной прочности бетона с учетом сеток $R_{b,red}$

$$R_{b,red} = R_b + \varphi\mu_{xy}R_{s,xy}. \quad (7)$$

Таким образом, уровень напряжений $\eta(t)$ медленно возрастает с 0,97 до 1 с увеличением деформаций

$$R(t) = R_b + (R_{b,red} - R_b) \times \times (33\eta(t) - 32). \quad (8)$$

По принятой методике испытаний на нисходящей ветви диаграммы $\sigma(\varepsilon)$ образец с косвенным армированием так же, как и бетонный, находится в процессе разрушения при $\eta(t) = 1$, где $R(t) = R_{b,red}$ и соответствующие деформации можно вычислить по выражению (6).

Из рис. 2 следует удовлетворительное совпадение расчетных данных с экспериментальными полными диаграммами деформирования сжатых железобетонных элементов.

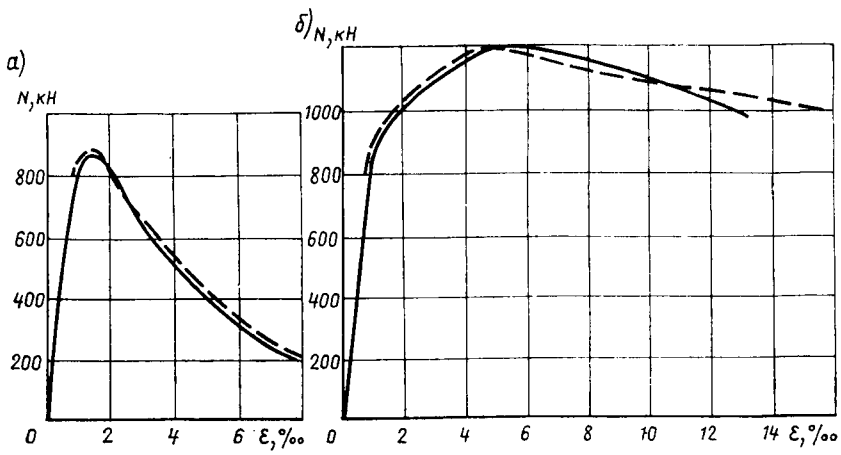



**Рис. 2. Фактические диаграммы деформирования при сжатии бетонных и железобетонных элементов с продольным (4 Ø 12 А-III) и поперечным 10 Ø 6 А-III) армированием сетками с нисходящими ветвями**

*а* — полная диаграмма, соответствует одноосному сжатию бетонного элемента $\sigma_{11} = R_b = 23$ МПа, $\sigma_{22} = \sigma_{33} = 0$ при статическом загружении в прессе (по 1-й схеме и ручном поджатии без сервоусилителя и подключения стоек установки); *б* — то же, соответствует двухосному равномерному обжатию элемента с сетками $\sigma_{22} = \sigma_{33} = \text{const}$, при $\sigma_{11} > R_b$; ——— — опытные зависимости; — — — — результаты расчета деформаций

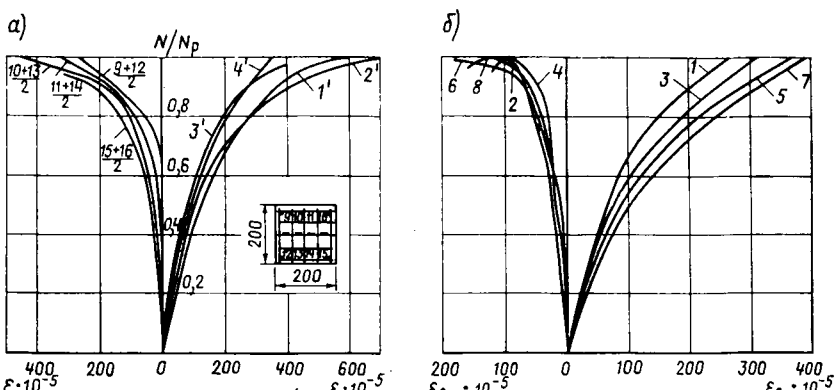



**Рис. 3. Зависимость деформаций арматуры (*а*) и бетона (*б*) образца с сетками при центральном сжатии**

1′...4′ — тензорезисторы, наклеенные на продольной арматуре по середине образца; *1, 3, 5, 7* — тензорезисторы, наклеенные вертикально по граням образца с сетками для фиксации продольных деформаций, *2, 4, 6, 8* — то же, наклеенные горизонтально по граням образца для фиксации поперечных деформаций; *9...16* — тензорезисторы, наклеенные на стержнях сеток

**Выводы**

Разработанный метод расчета прочности и деформаций сжатых элементов с поперечным армированием дает результаты, удовлетворительно совпадающие с опытными при учете накопления повреждений структуры бетона в теории ползучести. При проведении испытаний использовали установки с динамометрическими вставками и специальный измерительный комплекс, оснащенный автоматическими приборами, что позволило получить весьма надежные результаты, в том числе и на нисходящей ветви диаграммы $\sigma(\varepsilon)$.

Расчет реализован на ЭВМ с использованием программы «Каркас», по которой рассчитывают элементы каркасов. Бетон, находящийся внутри обоймы сеток сжатых элементов с разрушенным защитным слоем, на нисходящем участке диаграммы претерпевает большие сжимающие напряжения с развитием макротрещин, ориентированных вдоль сжимающих усилий, при этом бетон еще выдерживал определенную нагрузку. Полное разрушение образцов наступало после образования сквозных трещин и косого среза по сечению.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК


1. Байков В. Н., Горбатов С. В., Димитров З. А. Построение зависимости между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей // Изв. вузов. Сер. Стр-во и архитектура. — 1977. — № 6. — С. 10—16.
2. Гвоздев А. А., Шубик А. В., Жумагулов Е. Ш. Об учете накопления повреждений структуры бетона при вычислении деформаций ползучести включая псевдопластические // Тр ин-та / НИИЖБ. — 1982. — С. 32—39.
3. Матков Н. Г., Баранов Д. С. Изучение предельного состояния железобетонных элементов на моделях с автоматической записью полной диаграммы сжатия // Тр ин-та / ВНИИИС. — Сер. 10. — Вып. 6. — 1984. — С. 7—12.




Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 624.072.2.012.45.044

Ю. П. ГУЩА, д-р техн. наук, И. Ю. ЛАРИЧЕВА, канд. техн. наук (НИИЖБ);
Ж. С. НУГУЖИНОВ, инж. (Карагандинский политехнический ин-т)

# Деформации и ширина раскрытия трещин изгибаемых элементов на ветви разгрузки

Для правильной оценки работы конструкций в эксплуатационной стадии большое практическое значение имеет исследование поведения элементов на ветви разгрузки. В процессе службы многие конструкции находятся под действием постоянных и длительных нагрузок и периодически загружаются кратковременно. Необходимость оценки деформаций и ширины раскрытия трещин при снижении нагрузки возникает и для статически неопределимых конструкций, когда происходит перераспределение усилий в сечениях, а также в случае реконструкции зданий и сооружений.

В настоящее время существует несколько предложений по расчету элементов в режиме нагружение — разгрузка — повторное нагружение [1, 2], однако их дальнейшее развитие сдерживается недостаточным объемом опытных данных.

С целью разработки метода расчета деформаций и ширины раскрытия трещин железобетонных конструкций на ветви разгрузки исследованы изгибаемые элементы при изменении в широком диапазоне прочности бетона и степени армирования сечения. При этом использовали 24 балки прямоугольного сечения размером 15×30 см с расчетным пролетом 360 см из бетона прочностью 30 и 80 МПа. Балки одинаковой прочности отличались процентом армирования — слабоармированные ($\xi < \xi_R$) и среднеармированные ($\xi \approx \xi_R$). Рабочая арматура принята без предварительного напряжения из стали класса А-IV. Образцы испытывали как однопролетные балки на действие кратковременных немногократно повторных нагружений — разгрузок. Балки, имеющие одинаковую прочность и процент армирования испытывали в трех режимах нагружения, отличающихся числом циклов нагружение — разгрузка. Первый режим состоял из трех циклов нагружения, второй — из двух, третий — из одного до уровней 0,4; 0,6; 0,8 и 0,6; 0,8, а также 0,8 разрушающей нагрузки с полной разгрузкой с каждого уровня. Принятые режимы загружения позволили изучить также влияние предшествующего нагружения на последующее. Арматура работала только в упругой стадии.

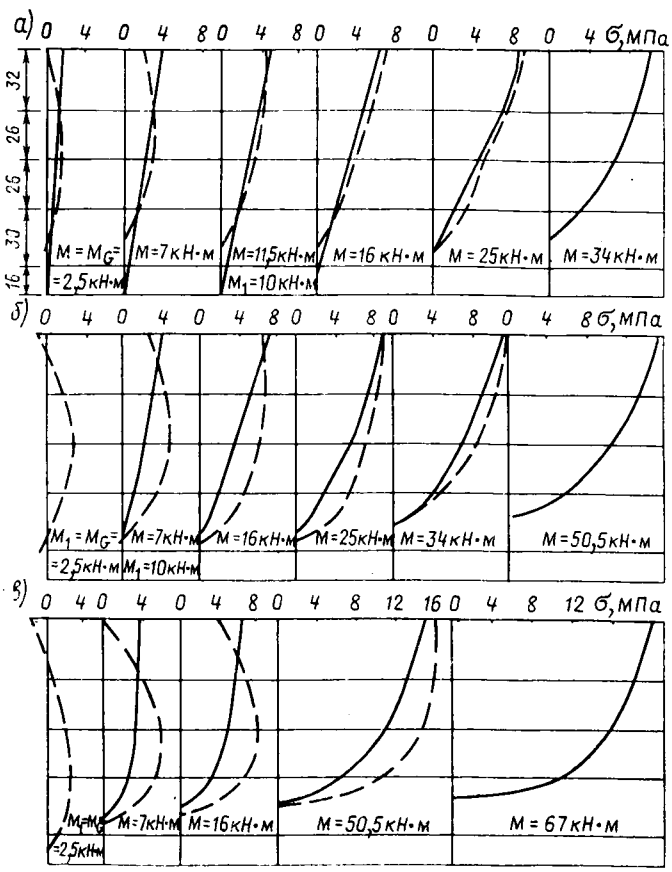



**Рис. 1. Опытные эпюры напряжений бетона сжатой зоны в сечении балки Б-3П-1А на различных этапах нагружения — разгрузки**
Нагружения: *а* — 1-е; *б* — 2-е; *в* — 3-е; ——— — нагружение; — — — — разгрузка; $M_G$ — изгибающий момент от собственного веса балки

В процессе испытания балок замеряли напряжения бетона деформации бетона и арматуры, прогибы балок, ширину раскрытия и высоту трещин [3].

Для измерения напряжений в бетоне использовали датчики напряжений систем ЦНИИСКа и НИИстроительства Госстроя ЭССР, позволившие получить качественную и количественную картину распределения напряжений в бетоне по высоте сечения элемента на различных этапах нагружения и различных этапах нагружения и разгрузки образцов (рис. 1). Как видно из рис. 1, характер изменения опытных эпюр напряжений бетона сжатой зоны при напружении и разгрузке элемента различен. При разгрузке площадь эпюры напряжений уменьшается, максимальная ордината эпюры смещается в глубь сечения, в крайних волокнах бетона могут появляться растягивающие напряжения. Переход от напряжений сжатия к напряжениям растяжения происходит при невысоких моментах от внешней нагрузки. Вследствие перераспределения напряжений и зажатия вершин трещин при разгрузке увеличивается высота сжатой зоны. При полной разгрузке в арматуре отмечаются остаточные растягивающие напряжения.

Таким образом, при разгрузке наблюдаются две стадии напряженного состояния сечения — напряжения в бетоне сжатой зоны только сжимающие и эпюра напряжений бетона сжатой зоны знакопеременная. В соответствии с этим для расчета деформаций на ветви разгрузки приняты две расчетные схемы распределения напряжений и усилий в сечении (рис. 2). При этом различают граничное напряженное состояние (напряжение в крайнем волок-



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

не бетона равно нулю), при котором происходит переход от первой расчетной схемы ко второй, и соответствующий ему граничный внешний изгибающий момент $M_R$. На рис. 3 все усилия и параметры при разгрузке обозначены индексом «1», а относящиеся к уровню нагружения, с которого происходит разгрузка, отмечены сверху волнистой чертой. Растянутый бетон над трещиной аналогично СНиП 2.03.01—84 в расчетной схеме не учитывали. Предложенный подход позволяет сохранить методическое единство с расчетом на ветви нагружения.

При внешнем изгибающем моменте больше граничного расчет производят по 1-й расчетной схеме, а меньше граничного — по 2-й:

$$\text{при } M_1 \geqslant M_R$$

$$\left.\begin{aligned} \varepsilon_{sm1} &= \frac{(M_1 + N_{s,\,cs}\, z_1)\, \psi_{s1}}{z_1 E_s A_s}; \\ \varepsilon_{bm1} &= \frac{M_1\, \psi_{b1}}{z_1 \xi_1 b h_0 E_b \nu_1}; \end{aligned}\right\} \quad (1)$$

$$\text{при } M_1 < M_R$$

$$\left.\begin{aligned} \varepsilon_{sm1} &= \\ &= \frac{(M_1 + N_{s,\,cs}\, z_1 + \sigma_{bt}\, l_{bt}\, b\, y)\, \psi_{s1}}{z_1 E_s A_s}; \\ \varepsilon^*_{bm1} &= \\ &= \frac{\left[M_1 + \sigma_{bt}\, l_{bt}\, b \left(z_1 + \xi_1 \frac{h_0}{2}\right)\right] \psi_{b1}}{z_1\, l_b\, b\, E_b\, \nu^*_1}, \end{aligned}\right\} \quad (2)$$

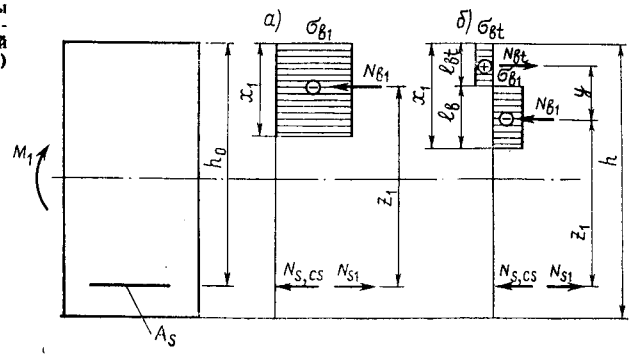
где $\varepsilon^*_{bm1}$ — средние деформации волокна бетона сжатой зоны, расположенного на расстоянии $l_{bt}$ от верхней грани балки; $N_{s,cs}$ — усилие в арматуре от усадки бетона.

На основе полученных экспериментальных данных проанализировали изменение при разгрузке опытных деформаций бетона и арматуры, а также всех параметров, входящих в формулы (1), (2), и предложили расчетные зависимости для их определения на любой стадии разгрузки. Расчет для ветви разгрузки по всем параметрам совпадает с расчетом на ветви нагрузки.

Анализом опытных деформаций арматуры и бетона от действия кратковременных немногократно повторных нагрузок установлено, что для практических расчетов влияние двух-трех циклов нагружения — разгрузки можно не учитывать.

Высота сжатой зоны бетона при разгрузке увеличивается по сравнению со значением в начале разгрузки на 5... 15%, причем тем сильнее, чем выше уровень нагрузки, с которого происходит разгружение. Влиянием прочности

**Рис. 2. Расчетные схемы усилий и эпюры напряжений в сечении с трещиной при разгрузке по схеме I (*а*) и II (*б*)**




бетона, процента армирования сечения и числа циклов нагружение — разгрузка на изменение высоты сжатой зоны можно пренебречь и определять величину $\xi_1$ по формуле

$$\xi_1 = \xi^0 + (\tilde{\xi} + \xi^0)\, \frac{M_1}{\tilde{M}}, \quad (3)$$

где $\xi^0$ — относительная высота сжатой зоны при полной разгрузке элемента: $\xi^0 = (0{,}3\, M/M_u + 0{,}94)\, \bar{\xi}$.

Величина граничного момента $M_R$, максимальных растягивающих напряжений бетона $\sigma_{bt}$ и длины участка их возникновения $l_{bt}$ при разгрузке изгибаемых элементов зависят от уровня нагружения до разгрузки и прочности бетона

$$\frac{M_R}{M_u} = \frac{\dfrac{M_1}{M_u} - 0{,}25}{3{,}5 + 0{,}5\, \dfrac{R_b}{R^*_b}}; \quad (4)$$

$$\sigma_{bt} = \frac{(M_R - M_1)\, R^*_b}{0{,}45\, M_u}; \quad (5)$$

$$\frac{l_{bt}}{h_0} = \frac{M_R - M_1}{1{,}3\, M_u}, \quad (6)$$

причем $R^*_b = 10$ МПа.

При разрушении опытных балок наблюдалось ускоренное уменьшение деформаций арматуры в сечении с трещиной по сравнению со средними деформациями. Коэффициент $\psi_{s1}$, учитывающий работу растянутого бетона на участке с трещинами, при разгрузке увеличивается по сравнению со значением в начале разгрузки и может быть больше единицы. Полученные результаты подтверждаются также данными работ [1, 2]. Увеличение коэффициента $\psi_{s1}$ при разгрузке объясняется наличием сцепления арматуры с бетоном, препятствующим свободному возвращению арматуры в исходное положение на участке между трещинами, хотя в целом происходит дальнейшее нарушение сцепления между арматурой и бетоном. Коэффициент $\psi_{s1}$ зависит от уровня нагружения элемента, прочности бетона и процента армирования

$$\psi_{s1} = A \sqrt{\varphi_{m1} - \tilde{\varphi}_m} + \tilde{\psi}_s, \quad (7)$$

где $A = \dfrac{2{,}2}{0{,}5\, \dfrac{R_b}{R^*_b} + 1000\, \mu} + 0{,}37\, \dfrac{\tilde{M}}{M_u}$;

$$\varphi_{m1} = \frac{R_{bt}\, W_{pl}}{M_1 + M_{s,\,cs}},$$

причем $R^*_b = 10$ МПа.

Коэффициент $\psi_{b1}$ рекомендуется принимать постоянным и равным 0,9. Коэффициент $\nu_1$ характеризует упругопластическое состояние бетона сжатой зоны при разгрузке и по аналогии по СНиП 2.03.01—84 учитывает в обобщенном виде изменение модуля упругости бетона и полноты эпюры напряжений в бетоне. При внешнем изгибающем моменте меньше граничного речь идет о коэффициенте $\nu^*_1$, определенном для волокна бетона на расстоянии $l_{bt}$ от верхней грани сечения.

При снижении нагрузки коэффициент $\nu_1$ уменьшается с 0,45 (в соответствии с расчетом по СНиПу на ветви нагружения) до $\nu^R_1$, подсчитанного при граничном внешнем моменте и может быть описан зависимостью

$$\nu_1 = (0{,}45 - \nu^R_1) \left(\frac{\tilde{M} - M_R}{M_u}\right)^{-2/3} \times \left(\frac{M_1 - M_R}{M_u}\right)^{2/3} + \nu^R_1, \quad (8)$$

где

$$\nu^R_1 = \left(0{,}36 - 0{,}16\, \frac{\tilde{M}}{M_u}\right) \times \sqrt{\frac{\tilde{M}}{M_u} - 0{,}25}.$$

Учитывая довольно сложный характер изменения коэффициента $\nu^*_1$ на участке $M_1 < M_R$, незначительную протяженность данного участка и практически линейное уменьшение при этом деформаций бетона от внешней нагрузки, предложено определять лишь величину $\nu^0_1$ при полной разгрузке элемен-



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

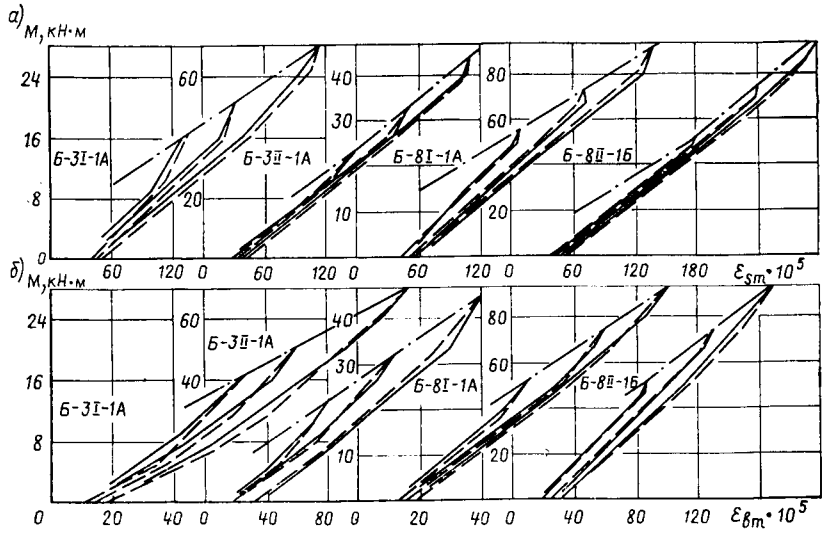



**Рис. 3. Средние деформации арматуры (*а*) и бетона (*б*)**

———— — опытные значения; —·—·— — расчет по СНиПу; — — — — расчет по предлагаемой методике

та, а изменение деформаций бетона $\varepsilon^*_{bm}$ от $\varepsilon^R_{bm}$ до $\varepsilon^0_{bm}$ считать линейным. Коэффициент $\nu^0_1$ зависит от уровня нагружения, прочности бетона и процента армирования

$$\nu^0_1 = \frac{0{,}02}{\frac{R_b}{R^*_b}\mu}\left(\frac{\tilde{M}}{M_u} - 0{,}25\right)^2, \quad (9)$$

причем $R^*_b = 10$ МПа.

Средние деформации бетона на крайнем волокне сечения вычисляют по значениям $\varepsilon_{sm}$ и $\varepsilon^*_{bm}$, принимая гипотезу плоских сечений. Кривизну элемента на любой стадии разгрузки определяют аналогично методике норм по средним деформациям арматуры и бетона.

Расчетные деформации, рассчитанные по предлагаемой методике, превышают опытные для арматуры в среднем на 3%, для сжатого бетона — на 6% (рис. 3).

На основании экспериментальных данных получены значения остаточных (после разгрузки) деформаций арматуры и бетона в изгибаемых элементах с различной прочностью бетона и степенью армирования сечения. При необходимости упрощенной оценки деформаций при разгрузке можно использовать зависимости:

$$\left.\begin{aligned}
\varepsilon^0_{sm} &= \frac{0{,}18\,\tilde{\varepsilon}_{sm} + 43\cdot 10^{-5}}{100\,\mu + 0{,}9} \times \\
&\times \left(1 - 20\,\mu\,\frac{R_b - 30}{R^*_b}\right); \\
\varepsilon^0_{bm} &= \frac{\tilde{\varepsilon}_{bm} + 49{,}4\cdot 10^{-5}}{7{,}6} \times \\
&\times \left(1{,}32 - 0{,}2\,\frac{R_b}{R^*_b}\right),
\end{aligned}\right\} \quad (10)$$

причем $R^*_b = 50$ МПа.

Анализ ширины раскрытия трещин свидетельствует о том, что влияние небольшого количества повторных нагружений на величину $a_{crc}$ незначительно и его можно не учитывать. Ширина раскрытия нормальных трещин при разгрузке оказалась выше, чем при нагружении в среднем на 10%. Предложено определять ширину раскрытия трещин при разгрузке по формуле

$$a_{crc1} = 1{,}1\,\delta\,\varphi_l\,\eta\,\frac{\sigma_{s1}}{E_s}\,20\,(3{,}5 - 100\,\mu)\sqrt[3]{d}, \quad (11)$$

где 1,1 — коэффициент, учитывающий увеличение ширины раскрытия трещин при разгрузке. При этом напряжение в арматуре $\sigma_{s1}$ необходимо вычислять исходя из принятых расчетных схем при разгрузке.

Выполненные исследования позволили получить данные о напряженно-деформированном состоянии нормальных сечений изгибаемых элементов с различными прочностными и деформативными характеристиками бетона и степенью армирования сечения при кратковременных немногократно повторных нагружениях — разгрузках и разработать метод расчета деформаций и ширины раскрытия трещин на ветви разгрузки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК


1. Карпенко Н. И., Ерышев В. А. Исследование деформаций железобетонных балочных плит на ветви разгрузки. Прочностные и деформационные характеристики элементов бетонных и железобетонных конструкций // Тр. ин-та / НИИЖБ, 1981. — С. 106—127.
2. Крылов С. М., Чижевский В. В., Стародубская С. Б. Особенности деформирования изгибаемых железобетонных элементов при разгрузке и повторных нагружениях. Исследование железобетонных конструкций при статических, повторных и динамических воздействиях // Тр. ин-та / НИИЖБ. 1984. — С. 73—82.
3. Нугужинов Ж. С. К методике проведения экспериментальных исследований железобетонных элементов при немногократно повторных статических нагружениях. Расчет, конструирование и технология изготовления бетонных и железобетонных изделий // Тр. ин-та / НИИЖБ, 1986. — С. 70—75.


## На ВДНХ СССР

# Стеновые материалы

Стеновые блоки из ячеистого бетона с применением липарита предназначены для строительства промышленных, гражданских, сельских зданий. Они используются для кладки несущих стен зданий высотой 1...3 этажа, а также для перегородок и термовкладышей. Плотность бетона 600...700 кг/м³, марка 25...35, теплопроводность в сухом состоянии 0,12...0,18 Вт/(м·°С), морозостойкость 25 ... 35 циклов, размеры блоков 600×300×250 и 600×300×200 мм.

Блоки выпускаются по прогрессивной виброрезательной технологии методом формования крупноразмерных массивов с последующей предварительной разрезкой. В качестве вяжущих материалов для приготовления ячеистого бетона применяют портландцемент, шлакопортландцемент марки 400, известь-кипелку кальциевую не ниже 3 сорта. Кремнеземистым компонентом служит кварцевый песок с содержанием кварца не менее 85%. В качестве газообразователя используют алюминиевую пудру с поверхностно-активным веществом для ее обработки.

По своим высоким физико-техническим характеристикам (прочности и морозостойкости, теплопроводности и паропроницаемости, низкой плотности и хорошей кислото- и атмосферостойкости), а также снижению (на 35%) расхода электроэнергии на помол сырьевых материалов стеновые блоки из автоклавного ячеистого бетона с применением липарита относятся к эффективным стеновым материалам.

Разработчик — НИИСМИ НПО «Стройматериалы» Минстройматериалов УССР, изготовитель — Белгород-Днестровский экспериментальный завод ячеистых бетонов и зданий Минстройматериалов УССР.



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 666.973.2:661.63

Г. И. ЕРМАКОВ, канд. техн. наук (Куйбышевский филиал ин-та Индустройпроект);
К. А. ФИЛАТОВ, инж. (НИИКерамзит); И. В. ШАВЕРНЕВ, инж.
(Управление строительства Куйбышевметрострой)

# Коррозионная стойкость бетона на щебне из шлака фосфорного производства

При строительстве метрополитена в г. Куйбышеве пришлось решать ряд проблем, в том числе проблему дефицита высокопрочных заполнителей. Для бетона обделок перегонных тоннелей проектом было предусмотрено применение гранитного щебня. В среднем Поволжье месторождений гранита нет. Метростроители вынуждены были завозить из различных районов страны гранитный щебень, стоимость которого с транспортными расходами достигает 12 р/м³.

Одновременно развитие промышленности в Поволжье сопровождалось накоплением значительного количества шлаков, которые при рациональном подходе могут быть полностью использованы для производства строительных материалов. В ПО «Куйбышевфосфор», работающем на фосфоритах Каратау, из шлака фосфорного производства ежегодно вырабатывается около 200 тыс. м³ щебня. Прочность его соответствует маркам от 600 до 1200, что вполне пригодно для получения высокопрочных бетонов. Однако наличие у шлака повышенного модуля упругости, меньшей деформативности, более высокой химической активности, оказывающих влияние на свойства бетонов, сдерживают его широкое использование.

Куйбышевский инженерно-строительный институт, ЦНИИС, НИИКерамзит и другие организации изучали возможность применения шлакового щебня вместо гранитного в бетоне конструкций Куйбышевского метро. Необходимость в исследованиях была вызвана высоким содержанием сульфатов в грунтовых водах на трассе метрополитена. Обусловлено это большой загипсованностью грунтов в районе г. Куйбышева и растворимостью гипса ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$).

На некоторых участках трассы содержание ионов $SO_4^{--}$ в воде достигает 4180 мг/м при общей ее минерализации 6760 мг/л. Согласно СНиП 2.03.11—85, при такой концентрации ионов среда по отношению к бетонам нормальной плотности (W4) на портландцементе характеризуется сильной степенью, а по отношению к аналогичным бетонам на сульфатостойком портландцементе — слабой степенью агрессивности.

Таблица 1

| Наименование вяжущего | Содержание оксидов, % | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | CaO | $SO_3$ | $Al_2O_3$ | $Fe_2O_3$ | FeO | $TiO_2$ | MgO | $SO_3$ | $R_2O$ | П.п.п. | Σ |
| Портландцемент | 59,94 | 22,32 | 5,71 | 3,40 | 0,20 | 0,25 | 1,81 | 2,23 | 0,51 | 3,1 | 99,47 |
| Сульфатостойкий цемент | 61,34 | 21,86 | 5,71 | 4,12 | 0,36 | 0,25 | 3,33 | 1,23 | 0,79 | 0,8 | 99,79 |

Сульфатостойкость заполнителей и бетона на их основе изучали по методам НИИЖБа. Заполнители с крупностью зерен 0,5 ... 0,63 и 5 ... 10 мм готовили из шлака фосфорного производства и из гранита. Заполнители помещали в эксикаторы с плотно притертыми крышками и заливали концентрированным раствором $Na_2SO_4$ с содержанием $SO_4^{--}$ — 82000 мг/л при соотношении твердой фазы к жидкой 1:25.

Заключение о сульфатостойкости заполнителей делали по степени поглощения ионов $SO_4^{--}$ из раствора $Na_2SO_4$, а бетонов — по изменению линейных деформаций и прочности образцов.

Концентрацию ионов $SO_4^{--}$ в растворе определяли гравиметрическим методом ежемесячно в течение года. За это время она практически не изменилась, что свидетельствует о высокой сульфатостойкости заполнителей из традиционно применяемого гранита и из шлака фосфорного производства. Для окончательного заключения были проведены более широкие исследования, в частности, изучен характер поведения заполнителей в бетоне.

Сульфатостойкость бетона определяли на образцах-балочках размером 40×40×160 мм состава Ц:П=1:3. В качестве заполнителей применяли дробленый песок из шлака фосфорного производства ($M_к$=3,36), и из гранита ($M_к$=3,26). В качестве вяжущего использовали портландцемент марки 400($R_а$=47,0 МПа, содержание $C_3A$=8%) и сульфатостойкий портландцемент марки 400($R_а$=42,5 МПа и $C_3A$ около 5%). Смеси готовили равной подвижности (О. К.=2...4 см). Химический состав цементов приведен в табл. 1.

Для определения прочности образцов одновременно с изготовлением балочек изготавливали по 6 образцов-кубов с ребром 10 см, которые испытывали на сжатие (табл. 2).

Через месяц образцы-балочки помещали в дистиллированную воду и в сульфатный раствор, химический состав которого идентичен составу воды на трассе метрополитена (табл. 3).

Балочки укладывали в горизонтальном положении на расстоянии один от другого не менее 10 мм для свободного доступа раствора к поверхности образцов. Часть их погружали полностью, а другую часть погружали на $^1/_2$ высоты для усиления процесса коррозии за счет капиллярного подсоса и кристаллизации солей в порах бетона.

Для определения линейных деформаций расширения бетона из каждой се-

Таблица 2

| Щебень | Прочность на сжатие, МПа | |
|---|---|---|
| | портландцемент | сульфатостойкий портландцемент |
| Шлаковый | 29,0/38,3 | 29,8/36,4 |
| Гранитный | 30,5/38,0 | 29,5/38,1 |

Примечание. Перед чертой — после термообработки; после черты — через 28 сут.

Таблица 3

| Анионы, мг/л | | | Катионы, мг/л | | |
|---|---|---|---|---|---|
| $HCO_3^-$ | $Cl^-$ | $SO_4^{--}$ | $Ca^{++}$ | $Mg^{++}$ | $Na^+ + K^+$ |
| 542,0 | 71,0 | 4180,6 | 392,0 | 131,2 | 1537,1 |



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

рии образцов отбирали по 6 балочек с установленными по торцам хромированными шариками и полностью погружали их в те же среды. Удлинение балочек замеряли один раз в месяц в течение года.

Каждый раз перед замером и испытанием балочки осматривали, фиксировали появление трещин, шелушение, околы и т. п. Периодически во время испытаний измеряли pH раствора и концентрацию ионов $SO_4^{--}$, которые на протяжении всего периода исследований поддерживали на заданном уровне.

Анализ результатов испытаний балочек на изгиб и сжатие показывает, что независимо от вида заполнителя и вяжущего прочность на сжатие и растяжение при изгибе в первые 3 мес повышалась практически у всех образцов и во всех средах. После 3 мес наблюдается снижение $R_{сж}$, а после 6 мес опять повышение. Следует отметить, что в образцах на гранитном песке процесс набора прочности характеризуется более высокой стабильностью по сравнению с образцами на шлаковом песке. Как показали трехлетние наблюдения, несмотря на отдельные перепады, общая тенденция повышения прочности, по сравнению с первоначальной, характерна для всех образцов и во всех средах.

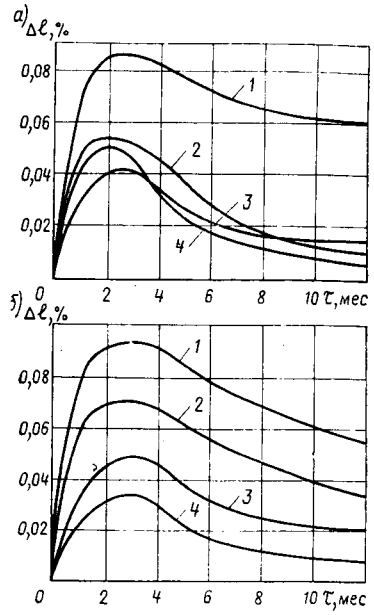
Снижение прочности образцов после 3 мес нахождения в различных средах очевидно объясняется процессами кристаллизации в гелевой составляющей и развитием внутренних напряжений.

В обеих средах, в сульфатном растворе и в дистиллированной воде, балочки в течение первого месяца интенсивно набухали. Это вызвано большой адсорбционной способностью геля, который, поглощая воду, резко увеличивает свой объем. Затем скорость набухания постепенно уменьшается. Максимальное удлинение образцов было отмечено после 2...3 мес нахождения в воде и в растворе. С развитием процесса кристаллизации линейные размеры балочек стали уменьшаться — это характерно для всех образцов независимо от вида вяжущего, заполнителя и среды нахождения.

Однако набухание образцов на граните шло более интенсивно, чем на шлаке, и в сульфатном растворе, и в воде.

Согласно методике НИИЖБа, коррозионностойкими считаются бетоны, линейные размеры которых увеличиваются через 6 мес не более чем на 0,05%, а через год — не более чем на 0,1%.

На рис. видно, что в сульфатном растворе набухание образцов на граните через 6 мес, как и через 1 г., более чем в два раза превышало набухание образцов на шлаковом заполнителе. Такое поведение характерно для образцов на портландцементе и на сульфатостойком цементе. Однако деформации удлинения образцов на портландцементе значительно превышали деформации образцов на сульфатостойком портландцементе. Более интенсивное набухание образцов на вяжущих обоих видов и гранитном заполнителе отмечалось и в дистиллированной воде.




**Изменение линейных деформаций образцов балочек, хранившихся после термообработки в дистиллированной воде (*а*) и в сульфатном растворе (*б*)**

*1* — образцы на портландцементе (ПЦ) и гранитном песке; *2* — образцы на сульфатостойком цементе (ССЦ) и гранитном песке; *3* — образцы на ПЦ и шлаковом песке; *4* — образцы на ССЦ и шлаковом песке

После нахождения в сульфатном растворе в течение 6 мес длина образцов на портландцементе и гранитном заполнителе увеличилась на 0,078%, а через год — на 0,055% (при допустимом 0,1%).

Применение сульфатостойкого цемента в качестве вяжущего способствовало снижению деформаций удлинения образцов соответственно до 0,055 и 0,033%.

Замена гранитного заполнителя шлаковым способствовала резкому снижению деформаций удлинения образцов в сульфатном растворе, которые составили на портландцементе 0,031 и 0,02%, а на сульфатостойком цементе — 0,016 и 0,008%.

Таким образом, состоящий в основном из кристаллов псевдоволластонита шлак фосфорного производства является полноценным заменителем гранита и позволяет получить бетоны высокой прочности и стойкости в сульфатных средах.

На основании комплексных исследований, проведенных различными организациями, в 1984 г. в г. Куйбышеве впервые в практике метростроения нашей страны был забетонирован экспериментальный участок перегонного тоннеля протяженностью 100 м. В качестве крупного заполнителя в бетоне обделки использовали щебень из шлака фосфорного производства.

Замена гранитного щебня шлаковым позволит получить экономический эффект более 3 р/м³ бетона.

## *В порядке обсуждения*

УДК 666.972.17

В. Н. ШМИГАЛЬСКИЙ, д-р техн. наук, проф. (Симферопольский филиал ДИСИ)

# Об оптимизации составов цементобетона

В статье [1] правильно указано, что появление новых формул и принципов оптимизации является практически скрытой критикой существующего метода определения состава бетона. Уже известно более ста различных методик [2], их число продолжает расти, ибо проблемы точности и трудоемкости, а также гарантии экономичности и надежности работы бетонов в различных условиях эксплуатации еще полностью не решены.

Принципиальным отличием способа оптимизации, изложенного в работе [3], от традиционного является использование формулы

$$r_0 = \left(2 - 1000\,\frac{d_m}{V_з}\right) r_m. \qquad (1)$$

Критикуя ее, В. П. Сизов [1] пишет: «Определение $r_0$ на основе плотных смесей ошибочно, в этом случае его значение получается постоянным, тогда как в бетонах величина $r_0$ зависит от



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

расхода цемента». Выражение (1) истолковано неверно, в чем можно убедиться, подставив приведенные в статье В. П. Сизова данные. Выражение (1) подтверждает закономерность [4]: «С увеличением содержания цементного теста сокращается доля песка в смеси заполнителей». Действительно, если Ц становится больше, то $V_з = 1000 - \left(В + \frac{Ц}{\rho_ц} + в\right)$ уменьшается, снижая $r_0$.

В [3] также приведены данные, показывающие полное совпадение расчетов по формуле (1) с экспериментальными данными определения $r_0$, опубликованными в [4, 5]. Этого В. П. Сизов не заметил и пишет: «Введение $d_m$ надуманно». Приходится напомнить, что многие исследователи (И. Н. Ахвердов, П. И. Боженов, К. С. Завриев, И. А. Киреенко, Б. В. Осин, А. И. Яшвили и авторы работ [5—7]) обращали внимание на минимальную пустотность смеси заполнителей, чему придавали большое значение.

Еще в [6] рекомендовано находить сначала $d_m$, а затем экспериментально определять $r_0$ вблизи $r_m$. Исключительное значение $d_m$ уделено при оптимизации состава асфальтобетонов. Кроме того, в [3] доказано, что $r_m$ является той предельной границей, за которой оптимальный по расходу вяжущего бетон не может быть получен. Поэтому вряд ли стоит игнорировать такую важную характеристику заполнителей и считать ее надуманной.

В [3] обращается внимание на то, что «при постоянном (В/Ц) удобоукладываемость заметно зависит от количества цементного теста вне пустот заполнителя». Экспериментально показано, что бетонная смесь даже на мелком песке может оказаться подвижнее, если в сочетании с крупным заполнителем $d_m$ будет больше, чем на этом же щебне с крупнозернистым песком. В таких случаях и неудовлетворительные по зерновому составу песок и щебень дают экономичный бетон требуемого качества.

Следовательно, отдельные характеристики мелкого и крупного заполнителей являются не всегда достаточными для прогнозирования качества бетонной смеси и бетона. Поэтому $d_m$ и $r_m$ несут важную дополнительную информацию о заполнителях.

В. П. Сизов [1] отмечает: «График для определения $r_m$ и $d_m$ не точен. Такие скачки сомнительны». Графики составлены по опытным данным, и отсутствие закономерности в них свидетельствует о слабой корреляционной связи между $r_m$, $M_к$ песка и НК щебня. Поэтому на с. 29 в [3] указано: «Учитывая влияние $d_m$ и $r_m$ на экономичность бетона, целесообразно находить их экспериментально». Изложена методика, которая за 8 лет со времени написания [3] улучшена и позволяет определять $r_m$ и $d_m$ по двум пробным смешиваниям мелкого заполнителя с крупным. Рассматривая зависимость $R_б = f$ (В/Ц), В. П. Сизов пишет: «График построен без учета качества материалов, свойств бетонной смеси, Ц/В и т. д.». Однако в подрисуночной подписи на с. 17 и в пояснении к формуле (9) все эти сведения указаны.

В. П. Сизов также утверждает: «При правильном определении характеристик материалов $\rho^ф_{бс}$ должна равняться $\rho^р_{бс}$». Отклонения он объясняет лишь точностью испытаний, но не учитывает, что они могут быть следствием недоуплотнения бетонной смеси или недостатка в ней цементного теста. Об этом дополнительно и свидетельствуют низкий коэффициент уплотнения и повышенное воздухосодержание уложенной смеси. Именно поэтому при определении расчетной плотности смеси в [3] не введено воздухосодержание. Оно определяется в зависимости от соотношения $\rho^ф_{бс}$ и $\rho^р_{бс}$.

К сожалению, В. П. Сизов не заметил то важное обстоятельство, что в [3] показана ограниченность главного уравнения метода абсолютных объемов: оно действительно лишь тогда, когда объем цементного теста ($V_{цт}$) превышает объем пустот заполнителя ($V_{пз}$). Второе же уравнение, недостаточное физико-математическое обоснование которого отмечено также в [5, 7, 8], не накладывает на первое никаких ограничений, хотя решается совместно с ним, даже если $V_{цт} < V_{пз}$. Но в этом случае первое уравнение становится недействительным и решение приводит к неверным результатам. Требуемое ограничение осуществляет формула (1). Если получится, что $1000 d_m / V_з < 1$, то $V_{цт} < V_{пз}$, и главное уравнение метода абсолютных объемов недействительно. В [3] показан путь преодоления этого противоречия.

Безусловно, объем настоящей статьи не позволяет подробнее ответить на все замечания В. П. Сизова, тем более, что компетентный читатель в них может разобраться и без комментариев. Однако необходимо сказать следующее. На предприятия стройиндустрии внедряются ЭВМ, их использование требует обоснованных математических зависимостей. Поэтому поиск новых закономерностей и путей оптимизации нельзя сдерживать, а тем более компрометировать.

Любая методика тем быстрее приблизится к идеальной, чем скорее избавится от недостатков, а их немало и в работе [9]. Поэтому представляется целесообразным спор о формулах, методах и путях оптимизации решить в лаборатории. Можно отобрать для конкурса разные способы, сравнить их между собой при участии авторов. Руководить такой работой должна компетентная комиссия, которая даст соответствующие задания и оценит результаты. Все лучшее из каждого метода можно обобщить. Тогда производство получит не способ какого-то автора, а передовой способ, дающий в настоящее время наибольший эффект. Периодически, например через 10 лет, отбор и обобщения следует повторять.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК


1. Сизов В. П. О подборе состава бетона в монографии об оптимизации состава цементобетона // Бетон и железобетон. — 1987. — № 3. — С. 27—28.
2. Stork I. Navrhovanie Betonovych Zmesi. — Bratislava: SVTL. — 1965. — 315 с.
3. Шмигальский В. Н. Оптимизация состава цементобетона. — Кишинев: Штиинца, 1981. — 124 с.
4. Баженов Ю. М. Способы определения состава бетона различных видов. — М.: Стройиздат, 1975. — 272 с.
5. Штаерман Ю. Я., Тевзадзе Д. Н. Плотный бетон на многофракционном заполнителе. — Тбилиси: Сабчета Сакартвеле, 1967. — 212 с.
6. Mc Millan P. R. Basis principles of Concrete making. — New Vork. — 1929. — 87 с.
7. Сулковский И. А. Уточненные зависимости для определения расхода заполнителей в бетоне // Архитектура и строительство Узбекистана. — 1985. — № 11. — С. 34.
8. Шмигальский В. Н. К вопросу разработки единого метода подбора составов бетона // Бетон и железобетон. — 1964. — № 2. — С. 87—89.
9. Сизов В. П. Проектирование составов тяжелого бетона. — М.: Стройиздат, 1979. — 104 с.


## Новые изобретения

**№ 45***

А. с. 1357234 СССР, МКИ³ В 28 В 7/28. **Пустотообразователь/Т. К. Купбергенов, И. А. Багрянский, В. Г. Старостин** (СССР); Целиноградский филиал Индустройпроекта.

А. с. 1357237 СССР, МКИ³ В 28 В 13/02. **Устройство для подачи бетонной смеси в форму при изготовлении трубчатых изделий/М. Ф. Платон, М. Л. Гольцекер, Ш. О. Гольдман, В. А. Николаев** (СССР); КПТИ Министерства бытового обслуживания населения МССР.

А. с. 1357238 СССР, МКИ³ В 28 В 13/02. **Бетоноукладчик/А. И. Семенов, В. Г. Яковлевский** (СССР); Гипростроммаш.

* См.: Открытия. Изобретения. — 1987.



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

УДК 627.43:627.82.012.3/.4

# Арочные плотины в СССР

Наиболее сложными при строительстве гидроэлектростанций являются бетонные арочные плотины. В СССР накоплен определенный опыт строительства и эксплуатации гидроузлов с такими плотинами. В 1937 г. построена арочная плотина высотой 70 м Гергебельской ГЭС, а спустя 25 лет — Ланжанурская (67 м), в нижнем бьефе которой была построена опытно-производственная арочная плотина из трехшарнирных поясов (12 м). Введена в постоянную эксплуатацию высотная плотина Чиркейской ГЭС (236 м), заканчивается строительство арочных плотин Миатлинской (83,5 м), Ингурской (371,5 м) и Саяно-Шушенской (242 м) ГЭС, строится плотина Худони ГЭС (180 м) и проектируется арочная плотина (81 м) Намахвани ГЭС. Все плотины, кроме Саяно-Шушенской, построены или строятся на горных реках Кавказа.

В сентябре 1987 г. в п. Дубки Даг АССР прошло Всесоюзное научно-техническое совещание на тему «Опыт исследований, проектирования, строительства и эксплуатации арочных плотин в СССР («Арка—87»)».

В совещании приняли участие 130 специалистов из различных регионов страны, в том числе ведущие специалисты и руководители строительства, эксплуатации, проектных, научных и учебных институтов. Было заслушано и обсуждено 85 докладов и стендовых сообщений. Только на пленарных заседаниях и дискуссиях выступило более 20 человек. В докладах, сообщениях, выступлениях был обобщен имеющийся опыт и рассмотрены неиспользованные возможности, проанализированы пути интенсификации строительства гидроэнергетических объектов, скорейшей отдачи капвложений, повышения эффективности научных исследований, распространения опыта при проектировании и строительстве в сложных природных условиях. Работа совещания проходила по следующим направлениям: научные исследования, особенности проектирования, пути интенсификации строительства, временная и постоянная эксплуатация, надежность и сейсмоизоляция арочных плотин.

С докладами, освещающими опыт строительства арочных плотин, выступили специалисты ЧиркейГЭСстроя, КрасноярскГЭСстроя, ИнгуриГЭСстроя. Несколько докладов были посвящены проектированию, организации работ и технологии возведения арочных плотин и др.

О расчетных исследованиях таких сложных объектов, какими являются арочные плотины, докладывали специалисты ГрузНИИЭГС, ИПМ ТГУ, НИС Гидропроекта, Ленгидропроекта, ВНИИГа. Был обобщен опыт исследований плотин на физических моделях, проведенных в ГрузНИИЭГСе, ВНИИГе, НИС Гидропроекте, МГМИ и др.

На совещании были заслушаны доклады о сейсмических и динамических воздействиях на плотины. Исследования материалов для арочных плотин и технология их возведения были рассмотрены на примере Саяно-Шушенской ГЭС, КрасноярскГЭСстроя. Применительно к бетонам Саяно-Шушенской ГЭС было изучено влияние добавок ПАВ, а также зональное распределение бетонов в плотине.

Во многих докладах и сообщениях были проанализированы данные натурных наблюдений и исследований, в том числе напряженное состояние плотины Саяно-Шушенской ГЭС, состояние системы плотина — основание на базе натурных измерений и теоретических расчетов методами технической диагностики, качество бетона плотины Саяно-Шушенской ГЭС, динамические исследования Чиркейской ГЭС, арочных плотин, построенных в условиях жаркого климата и др.

При обсуждении докладов и в дискуссиях многие выступавшие затрагивали серьезные проблемы охраны окружающей среды в связи со строительством гидроузлов. Изучение экологических аспектов строительства гидроузлов с арочными плотинами имеет актуальнейшее значение в наши дни.

Участники совещания отметили, что в нашей стране накоплен положительный опыт строительства в сложных природных условиях высоконапорных бетонных арочных плотин, достигнут прогресс в совершенствовании и практическом использовании математических и физических моделей при оценке напряженно-деформированного состояния, прочности и устойчивости плотин. Накапливается опыт эксплуатации гидроузлов с такими плотинами, в том числе с учетом экологической обстановки. Разработаны новые технологии, такие как поярусный метод скоростного возведения Миатлинской плотины, опыт зимнего бетонирования Саяно-Шушенской плотины, использование в арочном плотиностроении кабельных кранов. Разработаны критерии прочности бетона плотин с учетом условий их эксплуатации, продолжается разработка критериев сейсмостойкости плотин, а также оценки безопасного состояния сооружения с учетом трещинообразования бетона и береговых примыканий.

На совещании прозвучали тревожные высказывания в связи с фактическим свертыванием гидроэнергетического строительства в стране, исчерпанием заделов и медленным развертыванием работ на площадках нового строительства. Отмечалось, что в качестве альтернативного не всегда прорабатываются варианты гидроузлов с арочными плотинами, хотя условия это позволяют. Как наиболее эффективное рекомендуется каскадное строительство.

В соответствии с планом работы Межведомственного координационного совета по бетонным и железобетонным энергетическим сооружениям следующее Всесоюзное научно-техническое совещание по учету термовлажностных воздействий состоится в мае 1988 г. в г. Нарве ЭССР.

И. Б. СОКОЛОВ, д-р техн. наук, проф. (Ленинградский политехнический ин-т);
В. А. ЛОГУНОВА, канд. техн. наук (ВНИИГ)



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

# Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 624.073.7
**Додонов М. И., Бактыгулов К. Б. Сборно-монолитное перекрытие со стальными профилированными настилами** // Бетон и железобетон. — 1988. — № 4. — С. 7—9.
Описано конструктивное решение монолитного железобетонного перекрытия с использованием стальных профилированных настилов. Приведены результаты экспериментальных исследований комбинированных балок на горизонтальную сдвигающую и вертикальную нагрузки. Представлены конструкция опытных образцов, характеристика материалов, методики испытаний. Отмечена целесообразность использования железобетонных прогонов предлагаемой конструкции. — Ил. 3. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 621.64:624.012.35
**Дех О. С., Будагянц Л. И., Чушкин А. П. Самонапряженное стыкование растянутых элементов емкостных конструкций** // Бетон и железобетон. — 1988. — № 4. — С. 10—11.
Описаны методика и результаты проведенных в НИИЖБе испытаний фрагментов стен натурных сечений (14×100 см) емкостных конструкций на осевое растяжение, показавших высокую надежность петлевых самонапряженных стыков. Определены важные для проектирования параметры таких стыков. — Ил. 1, табл. 1. — Библиогр.: 1 назв.

УДК 624.154.3
**Роль прочности бетона и косвенной арматуры в обеспечении ударостойкости сваи** / В. В. Бабков, А. В. Попов, Г. С. Колесник и др. // Бетон и железобетон. — 1988. — № 4. — С. 12—13.
Рассмотрено влияние прочности бетона, косвенного армирования и некоторых других факторов на ударостойкость бетона и железобетона.

УДК 691.327:666.973.2:669.162.266.448
**Грызлов В. С., Каптюшина А. Г. Изменение теплопроводности шлакобетона в процессе эксплуатации** // Бетон и железобетон. — 1988. — № 4. — С. 14—15.
Экспериментально исследована теплопроводность шлакобетона при длительном действии сжимающей нагрузки. Получено уравнение, позволяющее прогнозировать изменение коэффициента теплопроводности шлакобетона при разных уровнях загружения с учетом его деформативности и начальной теплопроводности. — Ил. 3, табл. 1. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 693.542.4
**Арбузова Т. Б. Добавка для омоноличивания стыков сборного железобетона** // Бетон и железобетон. — 1988. — № 4. — С. 15—17.
Приведены данные о составе и технологии получения расширяющей добавки к цементам, растворам, бетонам. Основа добавки — глиноземсодержащие шламы органического синтеза. Добавка позволяет повысить герметичность и монолитность стыковочных узлов сборного железобетона. — Ил. 3, табл. 3. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.012.4:631.243.24
**Прокопович А. Д. Технологическая линия для изготовления объемных элементов** сборных силосов элеваторов // Бетон и железобетон. — 1988. — № 4. — С. 18—19.
Описана технология и конструкция оборудования для изготовления сборных силосов элеваторов, приведены технико-экономические показатели линии. — Ил. 4, табл. 1.

УДК 666.97.058:628.143.1/.5
**Пропитка виброгидропрессованных труб талькосиликатной композицией** / Г. В. Топильский, В. И. Мелихов, К. А. Маврин и др. // Бетон и железобетон. — 1988. — № 4. — С. 20—21.
На Енакиевском заводе железобетонных напорных труб внедрена пропитка виброгидропрессованных труб кольматирующей талькосиликатной композицией взамен пропитки натриевым жидким стеклом. Композиция разработана ВНПО Союзжелезобетон для повышения водонепроницаемости напорных железобетонных труб. — Табл. 2. — Библиогр. 3 назв.

УДК 693.565:69.003:658.387.018
**Гельфон И. М. Повышение производительности труда при натяжении арматуры** // Бетон и железобетон. — 1988. — № 4. — С. 21.
Рассмотрена необходимость замены напрягаемых арматурных элементов в железобетонных цельнопролетных балках для обеспечения возможности группового натяжения и плавного отпуска натяжения. Описаны конструкция и принцип действия оснастки, обеспечивающей групповое натяжение, фиксацию и плавный отпуск натяжения арматуры. — Ил. 1. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 666.982:697.384
**Интенсификация теплообмена при ТВО изделий** / В. П. Абрамов, В. В. Шмалько, В. П. Виноградов и др. // Бетон и железобетон. — 1988. — № 4. — С. 22—23.
Описывается конструкция изотермосмесителя, представляющего собой сочетание регулятора прямого действия со струйным насосом. Изотермосмеситель предназначен для интенсификации теплообмена между средой пропарочной камеры и изделиями, а также для выравнивания температурного поля в камере и автоматической стабилизации заданной температуры прогрева изделий. — Ил. 2.

УДК 691.327:691—4
**Кулыбеков А. М. Форма для изготовления балок таврового сечения** // Бетон и железобетон. — 1988. — № 4. — С. 23—24
Рассматривается многоместная форма для изготовления балок таврового сечения, при внедрении которой уменьшаются затраты на технологию изготовления конструкций до 10%. — Ил. 2, табл. 1.

УДК 624.058.5
**Щеглюк М. Р. Контроль температуры электронагрева арматуры на строительной площадке** // Бетон и железобетон. — 1988. — № 4. — С. 26—27.
Описаны конструкция и принцип работы датчиков, применяемых для контроля и регулирования температуры нагрева арматуры при электротермическом натяжении в условиях строительной площадки. Показана возможность применения термопар специальной конструкции, а также дифференциально-трансформаторных преобразователей. — Ил. 2. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.072.2.012.35
**Залесов А. С., Рубин О. Д., Селезнев С. В. Расчет прочности бессварных стыков в сборно-монолитных конструкциях** // Бетон и железобетон. — 1988. — № 4. — С. 29—31.
Рассмотрен вопрос индустриализации строительства сооружений из сборно-монолитных конструкций с применением бессварных стыков. На основании опытных данных разработана методика расчета прочности, в которой анкерующее усилие представлено в виде комплексного сопротивления, связанного с проскальзыванием арматуры и со срезом бетона. — Ил. 2, табл. 1. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.012.45.001.24
**Власов Г. М., Козлов В. М. Учет косвенного армирования в расчетах железобетонных элементов** // Бетон и железобетон. — 1988. — № 4. — С. 31—33.
Для расчета косвенно армированных элементов на всех стадиях их работы предложен способ, основанный на методе упругих решений. При этом использована диаграмма $\sigma - \xi$ бетона, вид которой зависит от уровня бокового обжатия. Установлено удовлетворительное качественное и количественное совпадение результатов расчета и опытных данных. — Ил. 3, табл. 1. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.012.45:539.4
**Климов Ю. А. Расчет прочности элементов при действии поперечных сил** // Бетон и железобетон. — 1988. — № 4. — С. 33—35
Разработана физическая модель железобетонного элемента, работающего на восприятие поперечных сил. На основе модели построена расчетная схема предельного равновесия, получены формулы для определения внутренних усилий, действующих в наклонном сечении, и несущей способности элемента при действии поперечных сил. В результате сопоставления теоретических и опытных данных установлена достаточно высокая точность полученных формул. — Ил. 3. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 691.32
**Осипов В. К., Акопов В. Г. Определение коэффициента упругопластичности бетона сжатой зоны** // Бетон и железобетон. — 1988. — № 4. — С. 36—37.
Приведена методика определения коэффициента упругопластичности бетона сжатой зоны в зависимости от уровня нормальных напряжений. Проанализировано изменение коэффициента $\nu$ для элементов из тяжелых конструкционных бетонов классов В20...В35 и предложена упрощенная формула по его вычислению. — Ил. 1.

УДК 691.328:539.382
**Гвоздев А. А., Щубик А. В., Матков Н. Г. О полной диаграмме сжатия бетона, армированного поперечными сетками** // Бетон и железобетон. — 1988. — № 4. — С. 37—39.
Приведены результаты экспериментально-теоретических исследований деформирования сжатых бетонных элементов, армированных поперечными сетками, в предельной стадии с переходом на нисходящую ветвь. При этом использовали нелинейную теорию ползучести с учетом накопления повреждений структуры бетона (ограниченных сетками) при высоких уровнях напряжений. Дан новый подход вычисления нелинейных деформаций применительно к стыкам сжатых элементов, широко применяемых в каркасах зданий. — Ил. 3. — Библиогр.: 3 назв.

УДК 624.072.2.012.45.044
**Гуща Ю. П., Ларичева И. Ю., Нугужинов Ж. С. Деформации и ширина раскрытия трещин изгибаемых элементов на ветви разгрузки** // Бетон и железобетон. — 1988. — № 4. — С. 40—42
Приведены результаты экспериментально-теоретических исследований напряженно-деформированного состояния нормальных сечений изгибаемых элементов с различными прочностными и деформативными характеристиками бетона и степенью армирования сечения при действии немногократно повторных нагружений — разгрузок различного уровня. — Ил. 3. — Библиогр.: 3 назв.



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

## CONTENTS


*Dykhovitchny Yu. A.* Monolith reinforced concrete in construction of Moscow
*Dodonov M. I., Baktygoulov K. B.* Precast-monolith overlap with steel profiled flooring
*Dekh O. S., Boudagiants L. I., Tchushkin A. P.* Self-stressed jointing of tensioned elements of capacity structures
*Babkov V. V., Popov A. V., Kolesnik G. S., Nuriev Yu. G., Yakushin V. A.* Role of concrete and indirect reinforcement strength for ensuring of piles shock resistance
*Gryzlov V. S., Koptushina A. G.* Heat conductibility variation of slag concrete during exploitation
*Arbuzova T. B.* Adjuvant for monolithing of precast reinforced concrete joints
*Prokopovitch A. D.* Technological line for production of volumetrical elements of precast silos-elevators
*Topilsky G. V., Melikhov V. I., Mavrin K. A., Pipa A. G., Pozankevitch L. V.* Impregnation of vibro-hydro-pressed pipes by talk-silicate composition
*Gelfon I. M.* Raising the productivity of labour for tension of reinforcement
*Abramov V. P., Shmalko V. V., Vinogradov V. P., Solovjantchik A. R., Lomakin N. D., Ovtcharenko A. G.* Intensification of heat exchange during thermo-humid treatment of articles
*Kulybekov A. M.* Mould for production of beams with T-section
*Obukhov A. N., Rudenko I. Ph., Shor G. Yu.* Technology of roller moulding of steel-fibre concrete articles
*Shtchegluk M. R.* Temperature control of electric heating of reinforcement in site
*Kalinitchenko S. I., Ulko P. I.* Thermal treatment of articles of large-panel building construction by products of natural gas combustion
*Zalesov A. S., Rubin O. D., Selezneuv S. V.* Calculation of strength of non-welded joints in precast-monolith structures
*Vlasov G. M., Kozlov V. M.* Accounting of indirect reinforcement in calculation of reinforced concrete elements
*Gvozdev A. A., Shubik A. V., Matkov N. G.* Complete diagram of compressing of concrete reinforced by transversal nets
*Goushtcha Yu. P., Laritcheva I. Yu., Nuguzhinov Zh. S.* Deformations and width of opening of bending elements cracks on one branch of unloading
*Ermakov G. I., Philatov K. A., Shavernev I. V.* Corrosion resistance of concrete on brick from slag of phosphorus industry


## CONTENU


*Dykhovitchny Yu. A.* Le béton armé monolithe dans la construction de Moscou
*Dodonov M. I., Baktygoulov K. B.* Le recouvrement préfabriqué-monolithe avec les platelages profilé en acier
*Dekh O. S.. Boudaghjants L. I., Tchouchkine A. P.* La jonction autocontrainte des éléments étendus des structures capacitives
*Babkov V. V., Popov A. V., Kolesnik G. S., Nouriev Yu. G., Yakouchine V. A.* Le rôle de la résistance du béton et des armatures indirectes dans l'assurance de la résistance au choc des pilots
*Gryzlov V. S., Kaptuchina A. G.* La variation de la conductivité thermique du béton de laitier pendant le service
*Arbouzova T. B.* L'adjuvant pour le scellement des joints du béton armé préfabriqué
*Prokopovitch A. D.* La ligne technologique pour la production des éléments volumineux des silos-élévateurs préfabriqués
*Topilsky G. V., Melikhov V. I., Mavrine K. A., Pipa A. G., Pozankevitch L. V.* L'imprégnation des conduites vibro-hydro-pressées par la composition de talk siliceux
*Chelphon I. M.* L'accroissement de productivité du travail pendant la mise en tension des armatures
*Abramov V. P., Chmalko V. V., Vinogradov V. P., Solovjantchik A. R., Lomakine N. D., Ovtcarenko A. G.* L'intensification de l'échange calorifique pendant le traitement des produits par le chauffage dans la vapeur
*Koulybekov A. M.* La forme pour la production des poutres avec la section en T
*Oboukhov A. N., Roudenko I. Ph., Chor G. Yu.* La technologie de moulage par rouleaux des produits en acier-fibro-béton
*Chtchegluk M. R.* Le contrôle de la temperature de chauffage électrique des armatures au chantier
*Kalinitchenko S. I., Ooulko P. I.* Le traitement thermique des produits pour la construction des bâtiments en gros panneaux par les produits de combustion du gaz naturel
*Zalessov A. S., Roubine O. D., Selezneuv S. V.* Le calcul de résistance des joints non-soudés dans les structures prefabriquéesmonolithes
*Vlassov G. M., Kozlov V. M.* La considération de renforcement indirect dans le calcul des éléments en béton armé
*Gvozdev A. A., Choubik A. V., Matkov N. G.* La pleine courbe de compression du béton, armé par les reseaux transversaux


## INHALTSVERZEICHNIS


*Dychowitschnyj Ju. A.* Monolithischer Stahlbeton im Bauwesen von Moskau
*Dodonow M. I., Baktygulow K. B.* Fertigteilverbunddecke mit profilierten Stahldeckenplatten
*Dech O. S., Budagjanz L. I., Tschuschkin A. P.* Selbstgespanntes Stossen der Zugglieder von Speicherfähigkeitskonstruktionen
*Babkow W. W., Popow A. W., Kolesnick G. S., Nurijew Ju. G., Jakuschin W. A.* Rolle der Betonfestigkeit und Spiralbewehrung für Sicherung der Schlagbeständigkeit von Pfählen
*Gryslow W. S., Kaptjuschina A. G.* Veränderung der Wärmeleitfähigkeit des Schlackenbetons im Prozess der Ausnutzung
*Arbusowa T. B.* Zusatz für Stossversteinerung des vorgefertigten Stahlbetons
*Prokopowitsch A. D.* Technologische Anlage für Fertigung von räumlichen Elementen für Silos aus Fertigteilen von Elevatoren
*Topiljskij G. W., Melichow W. I., Mawrin K. A., Pipa A. G., Posankewitsch L. W.* Durchtränkung von gepressten Vibrohydrorohren mit Talksilikatzusammensetzung
*Geljfon I. M.* Steigerung der Arbeitsproduktivität beim Spannen der Bewehrung
*Abramow W. P., Schmaljko W. W., Winogradow W. P., Solowjantschick A. P., Lomakin N. D., Owtscharenko A. G.* Intensivierung des Wärmeaustausches bei Warmfeuchtbehandlung von Erzeugnissen
*Kulybekow A. M.* Form für Herstellung von Trägern mit T-Querschnitt
*Obuchow A. N., Rudenko I. F., Schor G. Ju.* Technologie der Rollenformgebung von Erzeugnissen aus Stahlfiberbeton
*Stscheglück M. P.* Kontrolle über Temperatur der Elektroerwärmung der Bewehrung an der Baustelle
*Kalintschenko S. I., Uljko P. I.* Wärmebehandlung von Erzeugnissen in Grossplattenbauweise mit Verbrennungsprodukten des Erdgases
*Salessow A. S., Rubin O. D., Salesnjow S. W.* Festigkeitsberechnung von Stössen ohne Schweissung in Fertigteilkonstruktionen mit monolithischem Verbund
*Wlassow G. M., Koslow W. M.* Berechnung der Spiralbewehrung in Berechnungen von Stahlbetonbauteilen
*Gwosdew A. A., Schubick A. W., Matkow N. G.* Völliges Druckdiagramm des mit Quergittern bewehrten Betons



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

**Технический редактор** *Е. Л. Сангурова* Корректор *Н. А. Шатерникова*



Сдано в набор 12.02.88. Подписано в печать 11.03.88. Т-0425
Формат 60×90¹/₈. Печать высокая. Бумага книжно-журнальная Усл. печ. л. 6,0 Усл. кр.-отт. 6,75 Уч.-изд. л. 8,25
Тираж 12464 экз. Зак. № 53 Цена 60 коп.

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

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



Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

# ВНИМАНИЮ ПРЕДПРИЯТИЙ И ОРГАНИЗАЦИЙ

В связи с переходом НИИЖБ Госстроя СССР на полный хозяйственный расчет и самофинансирование изменяется порядок рассылки Рекомендаций, издаваемых самим институтом, по применению в практике новых разработок института. Получение Рекомендаций НИИЖБ возможно при компенсации части денежных средств, затраченных на проведение научно-исследовательских работ, результатом которых явилась разработка данных Рекомендаций. Ориентировочная сумма компенсационных затрат за один экземпляр Рекомендаций 100...500 р. Гарантийные письма на приобретение Рекомендаций следует направлять по адресу: 109389, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6, НИИЖБ ОНТИ.

По получении гарантийных писем НИИЖБ выставит счета на оплату документов. Возможна также предварительная оплата без направления гарантийных писем путем перечисления денег на расчетный счет НИИЖБа № 585804 в Волгоградском отделении Промстройбанка МФО № 20101 г. Москвы. Рекомендации будут высылаться по мере выхода в свет.

НИИЖБ заключает также договора на оказание научно-технической и консультативной помощи при внедрении своих разработок.

Порядок рассылки нормативно-инструктивных документов (ГОСТ, СНиП и Пособия к ним) остается без изменения, т. е. через книготорговую сеть.

## РЕКОМЕНДАТЕЛЬНЫЕ ДОКУМЕНТЫ НИИЖБа, РАЗРАБАТЫВАЕМЫЕ В 1988 г.

| Шифр | Наименование | Ориентировочная цена, р. |
|---|---|---|
| 1.1. | Рекомендации по учету совместного действия переменной влажности и нагрузки на деформации конструкций | 480 |
| 1.2. | Рекомендации по оценке сопротивления стержневых железобетонных элементов действию поперечного и продольного изгиба во времени | 180 |
| 2.1. | Рекомендации по проектированию колонн и их стыков с высокопрочной арматурой для каркасов многоэтажных зданий | 240 |
| 2.2. | Рекомендации по обследованию возводимых и эксплуатируемых железобетонных конструкций и оценке их качества с применением неразрушающих методов | 300 |
| 3.1. | Рекомендации по расчету железобетонных конструкций с учетом доэксплуатационной стадии воздействий | 180 |
| 3.2. | Рекомендации по способам натяжения преднапряженной арматуры с использованием приборов ПИН-5 и замоноличиванию стыков каркасных и крупнопанельных зданий | 180 |
| 3.3. | Рекомендации по проектированию косвенного армирования концевых участков преднапряженных конструкций со стержневой арматурой | 180 |
| 3.4. | Рекомендации по проектированию железобетонных составных свай | 180 |
| 5.1. | Рекомендации по устройству теплых полов животноводческих зданий на основе вторичного полиэтилена | 120 |
| 5.2. | Рекомендации по расчету железобетонных дымовых труб с газоотводящими стволами с учетом их пространственной работы и деформативности фундаментных конструкций | 500 |
| 6.1. | Рекомендации по проектированию бетонных и железобетонных конструкций для жаркого климата | 500 |
| 7.1. | Рекомендации по управлению составами бетона по результатам оперативного контроля входных и выходных параметров | 120 |
| 7.2. | Рекомендации по переработке и использованию отходов предприятий сборного железобетона | 120 |
| 7.3. | Рекомендации по технологии изготовления фундаментных и дорожных плит из грунтобетона | 120 |
| 7.4. | Рекомендации по изготовлению железобетонных плитных конструкций на роторно-конвейерных линиях | 180 |
| 7.5. | Рекомендации по изготовлению панелей внутренних стен на высокомеханизированных линиях вертикального формования | 180 |
| 8.1. | Рекомендации по технологии изготовления бетонов на сверхбыстротвердеющих цементах | 180 |
| 8.2. | Рекомендации по применению минеральных добавок для экономии цемента в бетоне | 300 |

*(см. продолжение на 4-й стр. обл.)*

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru

60 коп. Индекс 70050

# ВНИМАНИЮ ПРЕДПРИЯТИЙ И ОРГАНИЗАЦИЙ

*Продолжение табл.*

| Шифр | Наименование | Ориентировочная цена, р. |
|---|---|---|
| 8.3. | Рекомендации по назначению состава бетона и изготовлению железобетонных конструкций безрулонной кровли для жилищного строительства | 100 |
| 8.4. | Рекомендации по назначению отпускной прочности сборных железобетонных изделий с учетом кинетики твердения в различных условиях | 180 |
| 9.1. | Рекомендации по применению бетона с добавками электролитов и суперпластификатора при устройстве буронабивных висячих свай в вечномерзлых грунтах | 180 |
| 9.2. | Рекомендации по применению безгипсовых портландцементов с комплексными добавками для бетонирования монолитных и изготовления сборных конструкций | 300 |
| 10.1. | Рекомендации по применению монтажных петель из отходов арматурных канатов К-7 диаметром 9, 12 и 15 мм для сборных железобетонных конструкций | 100 |
| 10.2. | Рекомендации по применению арматурной стали винтового профиля | 100 |
| 10.3. | Рекомендации по применению в железобетонных конструкциях эффективных видов стержневой арматуры | 360 |
| 11.1. | Рекомендации по методам испытания ячеистобетонной смеси | 240 |
| 11.2. | Рекомендации по применению и проектированию конструкций и изделий из ячеистого бетона с напрягаемой арматурой | 180 |
| 11.3. | Рекомендации по ремонту ячеистобетонных стен жилых и промышленных зданий | 420 |
| 13.1. | Рекомендации по определению агрессивности грунтов по отношению к бетону фундаментов в районах вечной мерзлоты | 100 |
| 13.2. | Рекомендации по назначению проектных марок бетона по морозостойкости | 180 |
| 13.3. | Рекомендации по определению коррозионной стойкости цемента и бетона в агрессивных сульфатных средах | 120 |
| 13.4. | Рекомендации по методам определения коррозионной стойкости бетона | 120 |
| 14.1. | Рекомендации по проектированию и возведению самонапряженных емкостей | 120 |
| 14.2. | Рекомендации по применению бетонов на напрягающем цементе в монолитном и сборно-монолитном строительстве | 120 |
| 14.3. | Рекомендации по ремонту и реконструкции жилых и общественных зданий с применением напрягающего цемента | 180 |
| 16.1. | Рекомендации по технико-экономической оценке способов изготовления железобетонных конструкций и изделий | 500 |
| 16.2. | Рекомендации по определению расчетной стоимости, трудоемкости и энергоемкости стыковых и условных соединений сборных и сборно-монолитных железобетонных конструкций на стадии проектирования | 500 |
| 16.3. | Рекомендации по усредненным нормам расхода цемента на 1 м³ бетона и строительного раствора в конструкциях и изделиях | 240 |
| 18.1. | Рекомендации по приготовлению бетонов с добавками, модифицированными механохимической обработкой | 100 |
| 18.2. | Рекомендации по организации и освоению производства суперпластификатора С-3 | 480 |
| 18.3. | Рекомендации по приготовлению и применению высокоподвижных тампонажных растворов на основе суперпластификатора С-3 для ремонтно-восстановительных работ | 100 |

ISSN 0005—9889 Бетон и железобетон, 1988, № 4, 1—48

Вологодская областная универсальная научная библиотека
www.booksite.ru