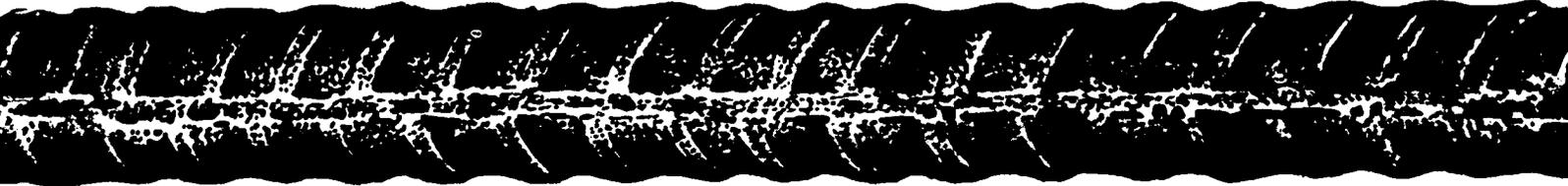
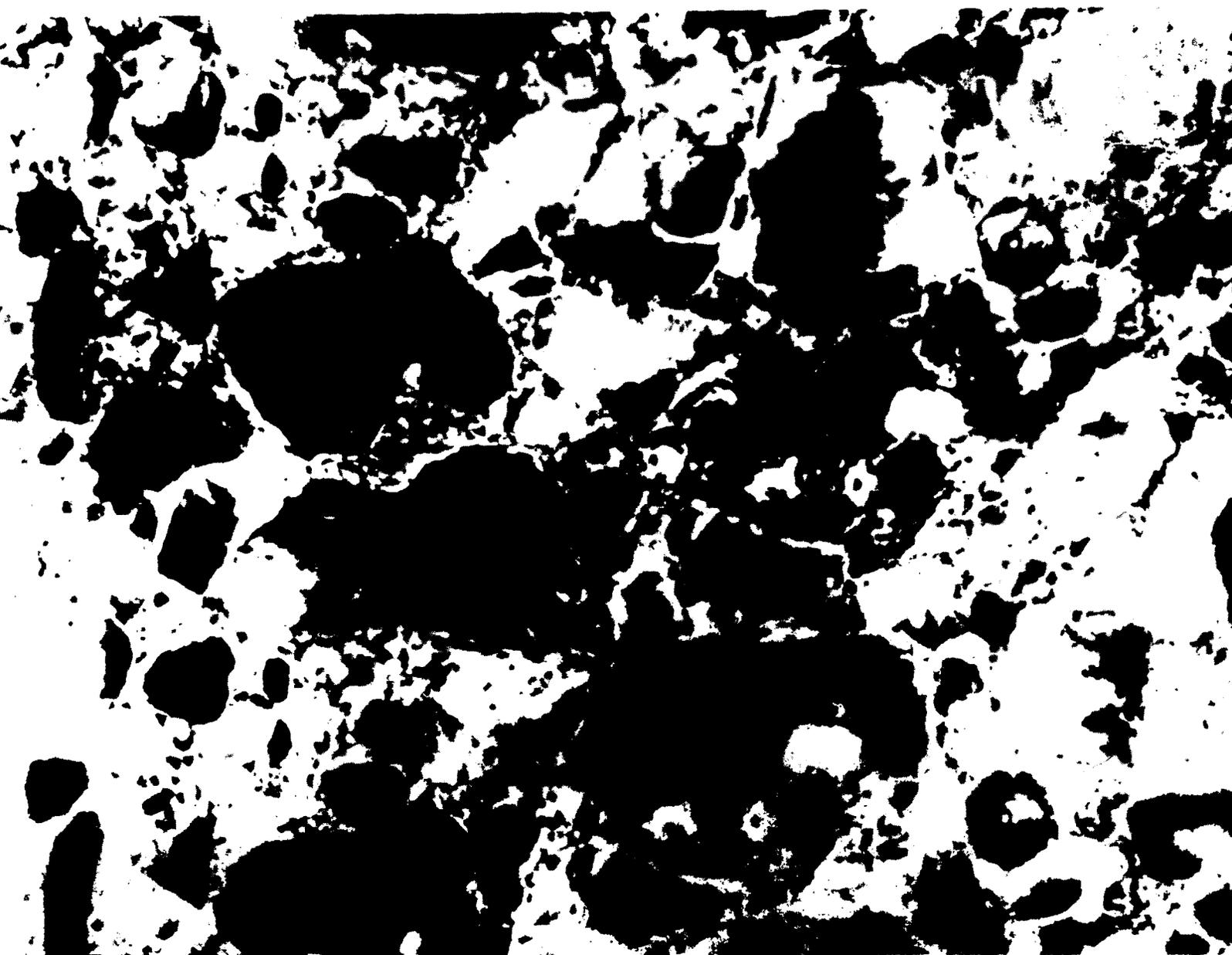


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

10

1989



ЭЛЕКТРОТЕРМИЧЕСКИЙ ПРОГРЕВ БЕТОНА

Этот совершенно новый метод особенно эффективен при монолитном домостроении, а также при возведении бетонных и железобетонных стен других зданий и сооружений.

В качестве теплопроводника используется свежеложенный в металлическую опалубку бетон. После его укладки к опалубке подключается ток от понижающих трансформаторов. В зависимости от температуры воздуха напряжение варьируется в пределах 50...110 В. Продолжительность прогрева 16...24 ч. Прочность бетона после прогрева 50...60 % проектной.

Поскольку сам бетон играет роль нагревательного элемента, то электротермопрогрев очень экономичен. Так, трудозатраты на переоборудование опалубки в электротермическую (для двухквартирного коттеджа) в сравнении с аналогом (термоактивной) уменьшаются в 39 раз! Расход электроэнергии сокращается почти вдвое.

Новую разработку ПТО Владимирстройсистема собираются внедрять в Магадане. Заинтересовались ею также строители Надыма и других регионов страны.

За дополнительной информацией по приобретению технической документации и внедрению разработки обращаться по адресу: 600020, г. Владимир, ул. Фрунзе, 88, ПТО Владимирстройсистема.

Телефоны: 2-79-20, 2-76-60.

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

10 (415)
Октябрь 1989

Издается с апреля 1955 г.

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО СТРОИТЕЛЬНОГО КОМИТЕТА СССР

СОДЕРЖАНИЕ

Решения XXVII съезда КПСС — в жизнь!

По пути обновления 2

Конструкции

Колоколов Н. М., Цейтлин А. Л. Сборные железобетонные пролетные строения плитно-ребристой конструкции 4
Стронгин Н. С., Русишвили А. Ш. Легкобетонные плиты перекрытий с заполненными пустотами 6

Заводское производство

Грачиц Ю. Г. Ресурсосберегающие технологии при заводском производстве изделий полносборного домостроения 10

В помощь проектировщику

Милованов А. Ф., Акимханов Н. Ж. Расчет наклонных сечений изгибаемых элементов из жаростойкого керамзитобетона 13
Карнет Ю. Н., Четверкин А. Н. Сборные колонны высокой удельной несущей способности 15
Расторгуев Б. С., Цепелев С. В. Перераспределение усилий в железобетонных конструкциях при малоцикловых воздействиях 16
Митрофанов В. П., Погребной В. В. Расчет прочности шпоночных соединений . . 18
Рубин О. Д. Совершенствование методики расчета прочности элементов по наклонным сечениям 20

Теория

Кузнецов Б. Н. Об уточнении коэффициента учета влияния продольной силы на эксцентриситет 22

Библиография

Витов И. Г. Важный источник вторичных материальных ресурсов 24

Информация

Цейтлин С. Ю., Аликова Г. К. Семинар по снижению металлоемкости сборного железобетона 25
Нуршиев Г. Н., Водозовов В. Л. Стройэкономика-89 27

На ВДНХ СССР

Витман К. Я., Крошкин Ю. М. Свайные оголовники 29



МОСКВА
ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ

ПО ПУТИ ОБНОВЛЕНИЯ

По примеру московских строителей в Подмоскowie создан строительный комитет с правами союзного министерства. Тресты теперь связываются с ним напрямую, так как ГПО как промежуточное звено ликвидированы. Бывший главк стройматериалов недавно стал ассоциацией «Стройиндустрия». В этом качестве он и вошел в состав комитета.

Ассоциация — новое явление в нашей экономике. Функции у нее, в сущности, те же, что у хозяйственных главков, но структура принципиально иная. На смену системе административного подчинения приходят партнерские отношения с низовыми звеньями производства. Ассоциация существует на строго добровольные взносы предприятий и целиком от них зависит. Управление превращается в услугу. Заказчик волен оплатить ее или счесть не соответствующей затратам и в таком случае изъять свой пай.

Возможности ассоциации широки. В ее структуру могут войти и коммерческий банк, и научный центр, и хозяйственное подразделение, например, в виде консорциума, созданного для решения крупной хозяйственной проблемы. Со временем предполагается, что в практику войдут и так называемые брокерские услуги, связанные с поиском способов наиболее выгодно помещения капитала.

Следует отметить, что ассоциация «Стройиндустрия» стала соучредителем Научно-производственной ассоциации при Мособлсполкоме.

Создание Мособлстройкомитета позволило улучшить управление всеми строительными подразделениями Подмоскowie. Комитету, в частности, предписано координировать работу ведомственных строителей.

Важным требованием сегодняшнего дня является сокращение сроков и повышение эффективности строительства. В Комитете разработан целый комплекс организационно-технических мероприятий, которым предусмотрено сокращение незавершенного строительства, достижение оптимального баланса трудовых и материально-технических ресурсов. В этих мероприятиях учтены вопросы планирования и финансирования объектов, улучшения проектной документации.

К 1995 г. строительные подразделения Мособлстройкомитета должны ежегодно осваивать 1,35 млрд. р., что на 0,5 млрд. р. больше, чем в настоящее время. На тех направлениях, которые признаны приоритетными (социальная инфраструктура, наращивание строительных мощностей и др.), в тринадцатой пятилетке предстоит освоить капитальных вложений в 1,7 раза больше, чем в двенадцатой пятилетке. Инвестиции в первую очередь будут направляться на удовлетворение социальных нужд населения. Ежегодный ввод жилья в эксплуатацию в тринадцатой пятилетке должен составить 3,5—4 млн. м² общей площади.

Создание Мособлстройкомитета будет оправдано в том случае, если он поддержит экономическую самостоятельность низовых подразделений, позволит перейти многим из них на аренду, организовать кооперативы. В настоящее время в области на арендном подряде всего лишь 12 трестов.

О задачах, стоящих перед Комитетом, говорилось на первой конференции представителей трудовых коллективов отрасли, в работе которой участвовали не только хозяйственные руководители, но и рабочие, профсоюзные активисты, представители советских органов. На ней отмечалось, в частности, что некоторые управляющие строительных подразделений,

СТК, пользуясь правами, данными Законом о государственном предприятии, в свое время настояли на сокращении чрезмерно напряженных программ строительства. Но в настоящее время сокращенные таким образом планы легко выполняются. При дефиците строительных мощностей в области такие облегченные плановые задания, какими бы благими намерениями они ни обосновывались, не делают чести ни руководителям, ни СТК. Более того, оправдать такие коллективы можно, если бы выполнялось главное — не срывались бы сроки ввода объектов в эксплуатацию.

На конференции были отмечены коллективы, которые успешно осваивают все средства на пусковых объектах. Так, труженики Клинского ПСО-2 за первое полугодие сдали в эксплуатацию половину запланированного на год жилья.

На конференции было принято решение по мобилизации всех сил для выполнения целевой комплексной программы социального развития отрасли, организации санитарно-бытового обслуживания строителей, наращивания мощностей заводов сборного железобетона.

В первом полугодии 1989 г. строители Подмоскowie повысили эффективность строительства. На территории области за счет всех источников финансирования сдано в эксплуатацию около 20 тыс. новых квартир, что на 16% больше планового задания. Полугодовой план по вводу жилых домов в эксплуатацию выполнен в 30 городах и районах области.

Доля жилищного фонда местных Советов народных депутатов увеличилась прежде всего за счет нового строительства и передачи в их ведение ведомственного фонда. По сравнению с прошлым годом жилищный фонд местных Советов увеличился на 7,5% и составил 18,9 млн. м² общей площади.

Неплохо потрудились строители и на других участках, в том числе на возведении зданий культурно-бытового назначения. Так, за первое полугодие введены в эксплуатацию общеобразовательные школы на 6 тыс. ученических мест, дошкольные учреждения на 2,9 тыс. мест, больницы на 310 коек, поликлиники, клубы и дома культуры.

Предприятиями строительного комплекса обеспечен приток большинства видов продукции: сборных железобетонных конструкций и изделий, шифера, асбестоцементных труб и муфт, клинкера. Сверх плана выпущено 52 тыс. т цемента, 18 тыс. м² керамической плитки.

Ввод в действие основных фондов за счет государственных централизованных капитальных вложений и средств фондов предприятий и организаций составил 879,6 млн. р. Из 45 запланированных к вводу в действие в 1989 г. важнейших производственных объектов, включенных в номенклатуру государственного заказа, 12 должно быть введено в первом полугодии, 9 запланировано к вводу в третьем квартале, 24 — в четвертом квартале. Из 12 запланированных на первое полугодие объектов в эксплуатацию сданы только 5, среди которых один пусковой объект прошлого года.

В связи с невыполнением заданий по вводу в действие производственных мощностей и объектов объем незавершенного строительства возрос по сравнению с уровнем на конец 1988 г. на 0,5 млрд. р. Строителями области по пусковым объектам недоосвоено 21,7 млн. р., в том числе по Мособлстройкомитету — 20,8 млн. р.

По разным причинам в Подмоскowie неуклонно растет не-

завершенное строительство. Если в 1987 г. в нем осело 1,5 млрд. р., то в 1988 г. уже 1,73 млрд. р.

Коллектив завода «Стройполимер» одним из первых в Подмоскowie перешел на аренду. Что же за эти 1,5 года изменилось в жизни коллектива, каковы сегодняшние проблемы? Об этом говорилось на состоявшейся конференции трудового коллектива предприятия. На ней были подведены итоги реализации коллективных договоров между администрацией и профсоюзными комитетами.

Отмечалось, в частности, что с переходом на арендный подряд каждый труженник завода стал участвовать в распределении заработанной коллективом прибыли. Подтверждение тому — коллективный договор, заключенный между администрацией и профсоюзной организацией завода. В большинстве своем все показатели этого договора строго соблюдаются. Так, для труженников завода заканчивается возведение 60-квартирного жилого дома. Определенную помощь строителям дома оказали сами заводчане. В новых условиях хозяйствования решение проблемы социального развития коллектива во многом зависит от результатов его экономической деятельности.

Средства на строительство жилого дома коллектив завода зарабатывал. У предприятия в условиях аренды появились широкие возможности для получения прибыли. И этими средствами заводчане распоряжаются по своему усмотрению. Но главное, что завод теперь полностью освобожден от опеки сверху, все взаимоотношения между ним и вышестоящей инстанцией, как сказано в коллективном договоре, сводятся только к перечислению арендных платежей.

Правомерен вопрос: сможет ли профком контролировать реализацию социальной программы? Не получится ли так, что администрация завода по своему усмотрению перераспределит хозрасчетный доход из фонда социального развития, например, в фонд развития производства, а совет трудового коллектива не сможет проявить настойчивости, отстаивая интересы труженников? Думается, в обстановке открытости, существующей в настоящее время в коллективе, этого вопроса не возникнет. Как распорядиться заработанным доходом, куда направить полученную прибыль, на заводе «Стройполимер» решает коллектив в условиях открытости и гласности. Об этом свидетельствует работа конференции.

На конференции приводились следующие показатели. Доплата за питание работающих в вечернюю смену составляет 40%, работающие в ночную смену питаются бесплатно. Практически все труженники завода обеспечены жильем, но производство расширяется, возникает потребность в новых кадрах. На конференции решено начать строительство еще одного 60-квартирного жилого дома и общежития на 165 мест. Планируется также построить новую школу, реконструировать Дворец культуры. В этом году на территории завода возведен спортивный комплекс.

Еще один путь получения прибыли — привлечение трудовых резервов рабочих для закупки станков и оборудования. На конференции отмечалось, что это должно быть отражено в коллективном договоре. От того, насколько производитель будет использоваться оборудование, напрямую зависит материальное благополучие каждого труженника.

В настоящее время на заводе «Стройполимер» начинается реконструкция. Для обновления производственных мощностей в течение шести лет здесь необходимо освоить 52 млн. р. Как показывает опыт этого завода, арендные отношения ломают отчуждение человека от средств производства.

Нелегкий путь избрали труженники завода. Перед тем, как осуществить переход на арендный подряд, профсоюзные активисты побывали на многих предприятиях строительной индустрии, ознакомились с передовым опытом, наладили в коллективе экономическую учебу. В свое время это позволило внедрить на заводе коллективный подряд, а затем и перейти на первую модель хозрасчета. Профком завода, его администрация совместно ищут новые формы работы в коллективе, решают непростые задачи управления производством, самоуправления, развития социальной сферы.

Недавно завод вступил в международную внешнеэкономическую ассоциацию «Продинтерн». Заводчане ищут выход на внешний рынок.

Аренда позволила каждому члену коллектива почувствовать тесную зависимость между результатами работы и уровнем собственной жизни. Теперь на заводе все заинтересованы в ускоренном развитии производства.

В 1988 г. Шатурский производственный комбинат треста Мособлспецстрой № 4 стал кооперативом Спецжелезобетон.

Кооператив выпускает железобетонные блоки стен подвалов, кольца колодцев, фундаментные блоки. При кооперативе организована строительномонтажная хозрасчетная бригада, которая осуществляет устройство фундаментов. Все работы выполняются по государственным строительным расценкам.

Став кооперативом, предприятие по-прежнему выполняет госзаказ, поставяет продукцию по оптовым ценам. Все выработанное сверх госзаказа используется по усмотрению трудового коллектива и реализуется по договорным ценам.

Следует отметить, что за год работы выпуск продукции на заводе увеличился в 1,5 раза при уменьшении численности работающих со 152 до 138 человек. Производство железобетона увеличилось на 43%. В 1,5 раза возросла выработка на одного работающего, соответственно повысилась и заработная плата. В настоящее время она составляет в среднем на одного работающего 399 р. в месяц.

Объем услуг населению, а они входят в госзаказ, кооператив увеличил в два раза. Так, кооператив продает населению кольца для колодцев, стеновые и подвальные блоки.

Прежде это низкорентабельное предприятие не вносило деньги в бюджет, лишь 21 тыс. р. в год переводило на содержание аппарата вышестоящей организации. За год существования кооператив перечислил 105 тыс. р. арендной платы, 22 тыс. р. — в местный бюджет, оказал благотворительную помощь всем школам-интернатам района.

Кооперативная форма собственности значительно повышает заинтересованность в добросовестном труде, в бережном отношении к сырью и материалам, к оборудованию. Рабочий, производивший в год в Шатурском комбинате продукции на 13,9 тыс. р., в кооперативе производит ее на сумму 20,4 тыс. р.

В первое время в кооперативе в оплате труда действовал уравнительный принцип. Ликвидировать его не удалось и с введением КТУ. И только с введением принципа сменной оплаты труда развернулось живое соревнование между сменами. Без обязательств и лозунгов, без шума и призывов.

Имея много общего с государственными предприятиями, кооператив отличается от них. Главное, что он полностью самостоятелен и подчиняется только Закону о кооперации. Нет в кооперативе и СТК. Вся власть принадлежит правлению из 14 человек, избираемому на два года. Режим работы, трудовая и технологическая дисциплина регламентируются не КЗоТом, а уставом кооператива и правилами внутреннего распорядка. Уставом предусмотрены три вида наказания, и все они носят экономический характер.

В кооперативе Спецжелезобетон коллектив обновился на 90% и состоит в основном из образованной молодежи, умеющей и старающейся хорошо работать и зарабатывать. В настоящее время здесь с целью дальнейшего совершенствования производства внедрили акционерную форму привлечения средств.

В кооперативе расширяется и совершенствуется производство, улучшаются социально-бытовые условия труженников. Здесь готовятся приобрести и начать эксплуатировать вторую технологическую линию по производству железобетонных колец. Для оказания помощи району в строительстве жилых домов в кооперативе проектируется мини-ДСК.

Кооператив Строитель-2 начал свою деятельность на Волоколамском экспериментальном заводе строительных клееных конструкций. Из отходов производства в кооперативе изготавливали шпакетник и другую продукцию для населения. Затем кооператив Строитель-2 стал значиться при волоколамском тресте Мособлспецстрой № 18. Именно здесь кооператоры получили поддержку со стороны руководства СПМК-48. Являясь чисто подпольной организацией, СПМК-48 в 1988 г. стала генподрядчиком на строительстве двух животноводческих комплексов. Эти объекты с помощью кооператоров были введены в строй досрочно.

Еще совсем недавно многие сомневались в жизнеспособности такой формы производства. Но она существует и процветает. Так, авторитет кооператива Строитель-2 неоспорим. Признан он и западногерманской фирмой «Борбек», с которой кооператив заключает деловой контракт на поставку в ФРГ хозблоков, садовых домиков. Взамен кооператоры получают деревообрабатывающие станки и другое оборудование для небольшого завода.

В Подмоскowie успешно продолжает утверждаться кооперативное движение в строительстве. Широкое освоение механизма самостоятельного хозяйствования будет несомненно способствовать реализации всех строительных программ в области.

Недавно крупнейшему советскому мостостроителю, одному из зачинателей проектирования и строительства железобетонных мостов в нашей стране, заслуженному изобретателю РСФСР, лауреату премии Совета Министров СССР, доктору технических наук, профессору Н. М. Колоколову исполнилось 85 лет. За плодотворную инженерную и научно-исследовательскую деятельность ученый удостоен многих правительственных наград в нашей стране и за рубежом, носит звание почетного железнодорожника и почетного транспортного строителя, ведет большую общественную работу.

Поздравляя Николая Михайловича со славным юбилеем, редакция и редколлегия нашего журнала, активным членом которой он был на протяжении многих лет, желают ему доброго здоровья и дальнейших творческих успехов.

УДК 624.21.093:601.328

Н. М. КОЛОКОЛОВ, д-р техн. наук, проф., А. Л. ЦЕЙТЛИН, д-р техн. наук (ВНИИТранстрой)

Сборные железобетонные пролетные строения плитно-ребристой конструкции

Плитно-ребристые пролетные строения ПРК-ЦНИИС, разработанные и предложенные ЦНИИС в 1972 г. [1], широко применяют в практике отечественного мостостроения [2]. Их особенностью является то, что они представляют собой открытую, управляемую конструктивно-технологическую систему, которая постоянно совершенствуется. К настоящему времени возведено три поколения мостов с пролетными строениями такой конструкции.

Первое поколение относится к начальному периоду их разработки и освоения (1972—1980 гг.). В этот период создавались принципиально новые плитно-ребристые, полносборные, преднапряженные, составные по длине конструкции автодорожных и городских мостов путепроводов и эстакад пролетами 33...63 м; методы, технология и оборудование для их

строительства на перемещаемых подмостях и продольной надвижкой.

В процессе создания ПРК-ЦНИИС были решены принципиально новые вопросы железобетонного мостостроения: принципы разработки новых конструктивно-технологических систем на основе методов системного подхода; методы расчета и соответствующие программы расчета железобетонных конструкций с изменяемой во времени схемой, с учетом долговременных процессов усадки и ползучести бетона; пространственная работа мостов с плитно-ребристым поперечным сечением типа ПРК-ЦНИИС; методы и технология группового склеивания составных конструкций на перемещаемых подмостях; совместная работа пролетного строения и перемещаемых подмостей и др. За этот период было построено

6 мостов общей площадью около 30 тыс. м².

Для второго поколения конструктивно-технологической системы ПРК-ЦНИИС (1980—1985 гг.) характерна модернизация отдельных ее узлов и элементов. Так, при строительстве таких мостов были разработаны новая технология и оснастка для изготовления сборных элементов методом отпечатка в матричных оснастках, новые типы стыков напрягаемой арматуры, самоходные телескопические монтажные агрегаты и др.

В этот период возведены эстакада моста в Херсоне (1985 г.) и мост в Гродно (1986 г.).

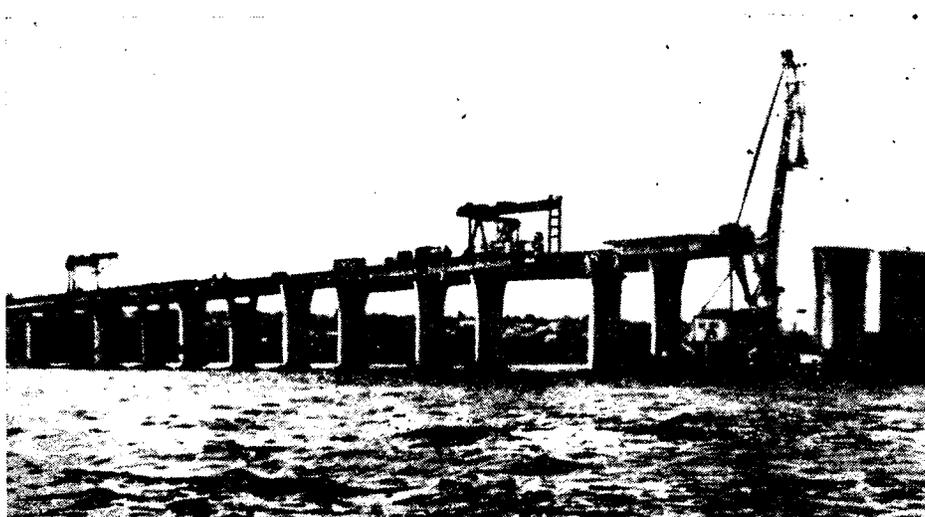
Эстакада моста в Херсоне состоит из 26 пролетов по 35 и 42 м. Мост рассчитан на четырехполосное автомобильное движение. Для строительства эстакады было изготовлено около 1000 блоков ПРК массой до 60 т каждый. Производство блоков осуществляли на заводах в Николаеве и Киеве, транспортировали в Херсон по железной дороге. Монтаж пролетных строений выполняли на телескопических перемещаемых монтажных агрегатах (подмостях) (рис. 1) массой 250 т каждый. Темп сборки пролетов по 42 м составил 1 мес. Для возведения пролетных строений потребовалось 0,47 м³/м² железобетона и 97,1 кг/м² арматуры, для возведения опор — соответственно 0,151 м³/м² и 30 кг/м².

Городской мост в Гродно рассчитан на шестиполосное автомобильное движение. Блоки для него изготавливали в Смоленске и перевозили на стройплощадку по железной дороге. Методы строительства моста были аналогичны построенному ранее в Смоленске. Максимальный темп монтажа пролетных строений с пролетом 63 м составил 1 мес.

Третье поколение железобетонных пролетных строений с плитно-ребристым поперечным сечением разрабатывали одновременно с созданием гибкой (универсальной) технологии строительства больших автодорожных и городских мостов пролетами 33...105 м [3]. В основу этой технологии положены три основных принципа: модульность сборных элементов, гибкость конструктивно-технологического решения, альтернативность методов монтажа.

При ее разработке для пролетов 33...63 м принят модульный блок плитно-ребристого поперечного сечения двух модификаций. Первая предназначена для применения в обычных условиях, вторая — для сооружений с повышенными

Рис. 1. Монтаж пролетных строений моста в Херсоне



архитектурными требованиями. Последний блок имеет пониженную строительную высоту. Из модульных блоков komponуются неразрезные и рамно-неразрезные многопролетные конструкции, собираемые на клеевых стыках.

Новые требования и подходы к созданию интегральных конструктивно-технологических систем, возникшие в связи с созданием гибкой (универсальной) технологии, потребовали существенной модернизации конструкций пролетных строений с плитно-ребристыми поперечными сечениями, создания принципиально новых конструкций.

Для конструкций, предназначенных для применения в обычных условиях, было разработано два проекта для повторного использования. Первый мост пролетом 42 м имел строительную высоту 2,1 м, объем сборного железобетона 0,422, монолитного 0,435 м³/м², расход стали 84 кг/м², из них 26 — высокопрочной. Второй мост пролетом 63 м имел строительную высоту 2,1...3,2 м, объем сборного железобетона 0,453, монолитного 0,025 м³/м², расход стали 98 кг/м², из них 36 — высокопрочной.

Конструкции ПРК третьего поколения (модификация для городских условий с повышенными архитектурными требованиями) разрабатывали в рамках универсальной технологии применительно к строительству мостового перехода в Киеве. Эта эстакада общей длиной 1250 м (рис. 2) имеет три основных участка: крайние расположены на прямой, средние — на горизонтальной кривой. Эстакада проходит над тоннелями метрополитена и пересекает железнодорожные подъездные пути. Конструкция предусматривает раздельное расположение полос для автомобильного движения каждого направления.

При разработке пролетных строений учитывалось, что конструкция располагается на прямых участках, соединенных горизонтальной кривой радиусом 600 м. В связи с этим необходимо устройство отгонов виражей, когда в пределах одного пролета поперечный уклон проезжей части изменяется на величину $\Delta\alpha$. Строительная высота пролетного строения по архитектурно-планировочным условиям должна иметь минимальное значение при условии, что уровень технико-экономических показателей не ухудшается. Технология изготовления предусматривает формирование всех сборных элементов в единой опалубке, обеспечивая высокое качество и темпы изготовления.

Пролетные строения эстакад предусмотрены сборными преднапряженными, неразрезными, собираемыми пионерным монтажом на перемещаемых монтажных

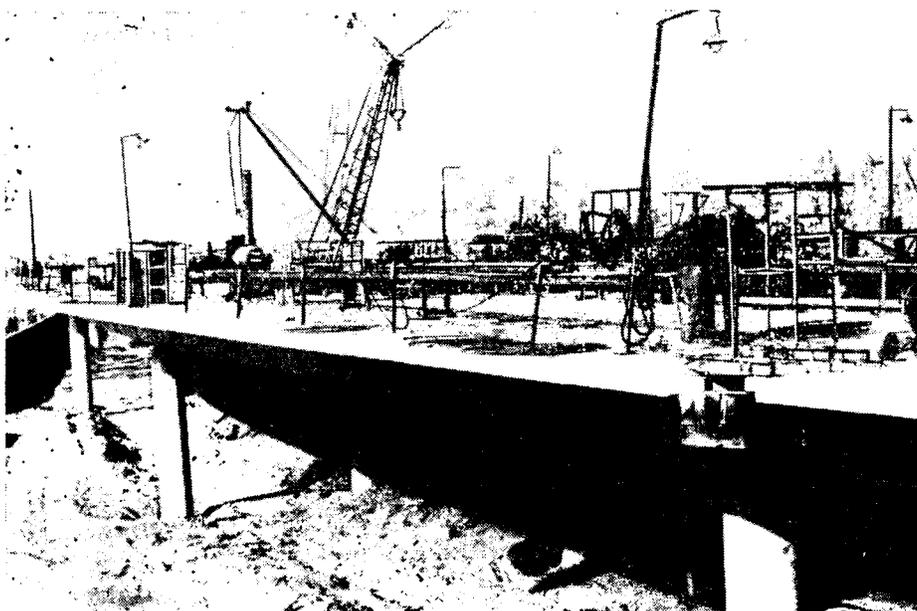


Рис. 2. Эстакада в Киеве

агрегатах. Опоры безростверковые, столбчатые.

В качестве модульного блока пролетных строений принят блок ПРК габаритами 1650×274×160 см из бетона класса В45. Поверхность плиты проезжей части выполнена так, чтобы гидроизоляция укладывалась на блок без выравнивающего слоя. Поперечный уклон предусмотрен за счет соответствующей установки пролетного строения на опоры.

Блоки пролетных строений, расположенные на горизонтальных кривых, имеют трапециевидное очертание в плане. В пролетных строениях, располагаемых на отгонах виражей, торцы сборных блоков поворачиваются относительно друг друга на угол $\Delta\alpha$. При этом соответственно изменяется и форма блока. Высокопрочная арматура принята в виде витых канатов из 19 семипроволочных прядей с усилием натяжения 3500 кН.

Пролетное строение армировали двумя группами напрягаемых элементов, располагаемых в закрытых каналах диаметром 110 мм. Первая имеет длину, равную длине монтажных секций и натягивается сразу после склеивания блоков до их объединения с ранее собранной частью конструкции. При натяжении блоки располагаются на монтажном агрегате, опираясь на него поперечными ребрами. Вторая натягается после бетонирования стыка соединения секций и имеет длину, превышающую размер секции на величину заделки в ранее собранную.

В процессе монтажа пролетного строения расчетные схемы конструкции многократно изменяются, поэтому расчет

пролетного строения выполняется с учетом схемы загрузки, а также неупругих деформаций усадки и ползучести бетона. Пространственный расчет сооружения производится на основе метода конечных элементов и теории плитно-балочных конструкций.

Для формирования сборных элементов созданы специальные матричные оснастки, конструкция которых позволяет изготавливать блоки для монтажа пролетных строений прямых, кривых в плане и расположенных на отгонах виража. Технология формирования полностью отвечает требованиям группового склеивания блоков на монтаже и основана на методе отпечатка, предусматривая, что торец ранее изготовляемого блока является опалубкой для торца последующего. Оснастка включает три основных элемента: опалубку (пост бетонирования), пост для установки блок-отпечатка (пост-отпечаток) и самоходный манипулятор, совмещающий силовой механизм с транспортным устройством [4].

Силовой механизм предназначен для вертикального перемещения или извлечения отформованного блока из опалубки и его установки в требуемое положение на пост-отпечаток. Транспортное устройство используется для горизонтального перемещения блока как внутри оснастки, так и в пределах цеха, включая склад готовой продукции.

Положение блока в пространстве на постах бетонирования и отпечатка строго фиксируется специально устанавливаемыми реперами, на которых бетонруется и устанавливается отформованный блок.

Опалубка для формирования сборных элементов выполнена в виде стальной матрицы, допускающей поворот на угол $\Delta\alpha$ сечения у торцевого щита по отношению к сечению у блок-отпечатка и включает систему обогрева бетона, а также вибрационное оборудование для механизированной укладки и уплотнения бетонной смеси. Пост-отпечаток выполнен в виде стальной, подвижной в пространстве рамной площадки. На нем предусмотрен обогрев блоков для обеспечения расчетных температурных режимов твердения и остывания.

Технология формирования обеспечивает изготовление в одной опалубке блоков одного пролетного строения. Это позволяет получить плотное сопряжение монтируемых блоков при склеивании, однако требует точной фиксации их взаимного расположения при изготовлении и монтаже.

Арматурный каркас заранее изготавливают на стапеле и устанавливают в опалубку целиком. Каналообразователи выполняют из полимерных труб и извлекают из блока перед его перестановкой на пост-отпечаток. Максимальный темп изготовления — 1 блок с оснастки в день.

Монтаж пролетных строений выполняют на перемещаемом монтажном агрегате, представляющем собой двухконсольную портальную раму, состоящую из ригеля (подмостей) и опор для передвижки и установки агрегата в рабочее поло-

жение. Опоры для передвижки размещаются на железнодорожных платформах. Попролетное перемещение агрегата осуществляется по рельсовому пути. При монтаже пролетного строения подмости опираются на постоянные опоры через специальные гидравлические домкратные устройства, включающие конструкции для установки ригелей в рабочее положение и их раскруживания. Агрегат имеет минимальную длину вдоль пролета, что позволяет поворачивать его при монтаже пролетных строений на косых участках трассы. Как и во всех конструкциях ПРК-ЦНИИС, предусмотрено групповое склеивание блоков.

Средний фактический темп монтажа этих эстакад с пролетами 42 м превысил 3 пролета в месяц.

Техническая характеристика пролетных строений	
Общий объем пролетных строений эстакады, м ³ сборного железобетона	20 000
Продолжительность строительства, мес	26
Общая длина, м	2×1250
Строительная высота, м	1,65
Расход бетона, м ³ /м ²	0,51
Полный расход стали, кг/м ²	94
Расход высокопрочной арматуры, кг/м ³	37
Расход металла вспомогательных конструкций, т/на 100 м ² :	
индивидуальных	0,1
инвентарных	0,9
Трудоёмкость, чел/дн. на 100 м ² :	
изготовление	52
монтаж	20

По сравнению с аналогами темпы монтажа в этих конструкциях увеличились в 1,5 раза, а трудозатраты снизились

почти вдвое. Имеются значительные резервы сокращения достигнутых сроков строительства. Возведение этого сооружения показало высокую эффективность гибкой (универсальной) технологии и соответственно пролетных строений ПРК-ЦНИИС третьего поколения.

В настоящее время конструкции ПРК-ЦНИИС третьего поколения изготавливают на заводе мостовых железобетонных конструкций в Киеве мощностью около 12 000 м³ сборного железобетона в год. Ведется подготовка к созданию мощностей еще на двух заводах и полигонах. Эти мероприятия, а также создание нового монтажного оборудования будут способствовать успешному внедрению эффективных решений при массовом строительстве автодорожных мостов и путепроводов, широкому внедрению гибкой (универсальной) технологии строительства больших автодорожных и городских мостов.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Колоколов Н. М., Цейтлин А. Л. Неразрезные пролетные строения ЦНИИС // Транспортное строительство. — 1975. — № 9. — с. 20—25.
2. Колоколов Н. М., Захаров Л. В., Цейтлин А. Л. Сборные неразрезные железобетонные пролетные строения // Бетон и железобетон. — 1984. — № 6. — С. 5—7.
3. Силин К. С., Соловьев Г. П. Гибкая технология строительства мостов // Транспортное строительство. — 1985. — № 8. — С. 14—21.
4. Монтаж пролетных строений из блоков ПРК на строительстве моста через р. Днепр / А. Л. Цейтлин, М. В. Лифшиц, Н. К. Сарычев и др. — М.: ВПИТрансстрой, 1987. — Экспресс-информ. Сер. «Строительство сооружений». — Вып. 7. — С. 11—15.

УДК 624.073.091.5

Н. С. СТРОНГИН, канд. техн. наук, А. Ш. РУСИШВИЛИ, инж. (ЦНИИЭП жилища)

Легкобетонные плиты перекрытий с заполненными пустотами

В крупнопанельном домостроении широко применяют акустически однородные перекрытия из однослойных сплошных железобетонных плит с полом из линолеума на тепловоздукоизолирующей подоснове. Требуемая изоляция воздушного шума в таких перекрытиях обеспечивается их массой, что приводит к значительному перерасходу бетона и арматуры по сравнению с акустически раздельными перекрытиями, в которых расход конструктивных материалов определяется требованиями прочности и деформативности. Уменьшить расход бетона в акустически однородных пере-

крытиях можно применением легкобетонных плит с пустотами, заполненными в процессе формирования сыпучими материалами. Наличие сыпучего материала в толще конструкции улучшает звукоизоляционные характеристики по сравнению со сплошными и пустотными плитами с равной поверхностной плотностью.

Такие плиты можно использовать как утепляющие над техническим подпольем или верхним этажом. В этом случае пустоты заполняют плитными утеплителями (полистирольным пенопластом, минераловатными плитами и т. п.), что ис-

ключает необходимость устройства утепляющего слоя и уменьшает трудоемкость и стоимость устройства теплых полов.

Заводское производство плит с заполненными пустотами осуществляется в едином технологическом цикле на конвейерной линии, особенностью которой является организация дополнительных постов для послышной укладки бетонных слоев и внутреннего слоя. Бетонную смесь уплотняют прижимным виброциком с вкладышами, который погружается в форму и выдавливает бетон между вкладышами и бортами формы, образуя ребра конструкции. Так как при этом

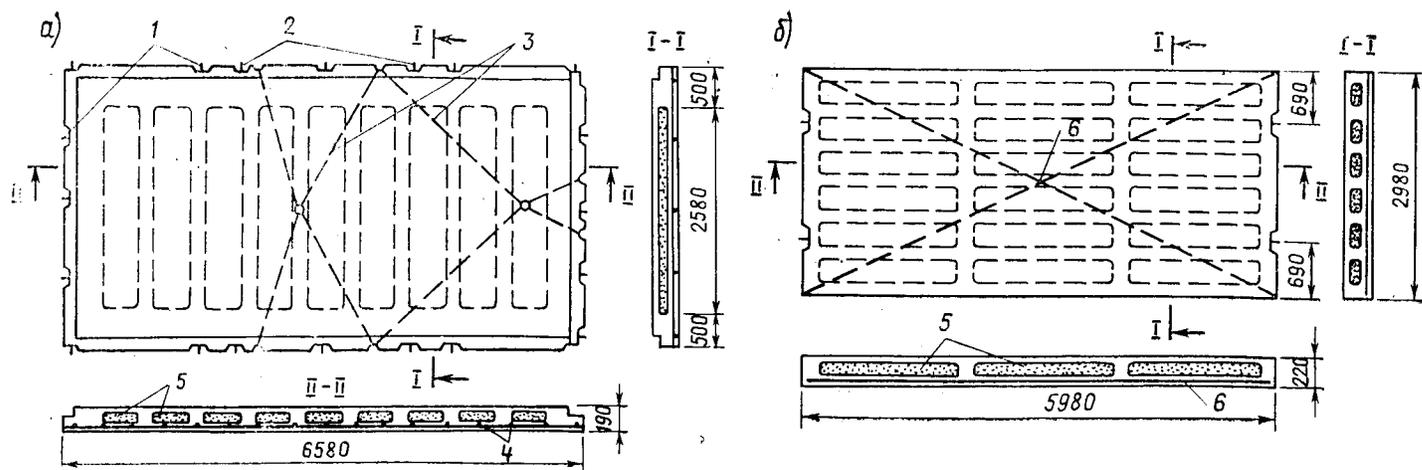


Рис. 1. Конструкции экспериментальных плит перекрытий с заполненными пустотами

a — плита серии I с опиранием по 4 сторонам; *б* — плита серии II с опиранием по 3 сторонам; 1 — арматурные выпуски (связи); 2 — подъемные петли; 3 — трубки электропроводки; 4 — предварительно напряженные стержни 10 А-III; 5 — пустоты, заполненные кварцевым песком; 6 — сварная сетка из стержневой арматуры класса А-III

используют жесткую бетонную смесь, прижимной щит немедленно снимают. Далее с помощью бетоноукладчика полости между ребрами заполняют сыпучим материалом и укладывают верхний слой бетона [1]. Пустоты можно устраивать как в продольном (для плит с опиранием по двум и трем сторонам), так и в поперечном направлениях (для плит с опиранием по четырем сторонам).

Плиты с заполненными в процессе формирования пустотами имеют опорные зоны в виде сплошных ребер, что позволяет использовать их без ограничения в платформенных стыках, а также высокое качество верхней поверхности. Возможность устройства в них необходимого по расчету числа продольных и поперечных ребер позволяет таким плитам работать в двух направлениях. Этим они выгодно отличаются от обычных многупустотных плит, формируемых с использованием извлекаемых пуансонов.

Конструктивно-технологические особенности плит с заполненными пустотами определяют особенности их напряженно-деформированного состояния и должны учитываться при проектировании. Однако в действующих нормативных документах такие конструкции не рассматриваются. Для исследования напряженно-деформированного состояния плит в ЦНИИЭП жилища испытывали 6 групп натуральных образцов с различными размерами в плане, геометрией поперечного сечения, армированием, материалом заполнения пустот и т. п.

Плиты серии I размером «на комнату» 6580×3580×190 мм конструировали как опертые по контуру. Они предназначались для применения в междуэтажных перекрытиях экспериментального жилого дома серии 99. Плиты армировали арматурными стержнями диаметром 10 мм из стали класса А-III,

расположенными во взаимно перпендикулярных направлениях; их преднапряжение производили электротермическим способом. В поперечном (коротком) направлении конструкции расположены 9 пустот размером 2580×440×100 мм. Толщина нижней и верхней полок составила соответственно 60 и 30 мм (рис. 1). Плиты изготовляли из керамзитобетона класса В12,5 плотностью 1450 кг/м³. Пустоты заполняли кварцевым песком с насыпной плотностью 1400 кг/м³. Для образования пустот при формировании плит использовали метод послыного бетонирования [1].

Плиты серии II запроектированы размером на половину конструктивной ячейки 5980×2980×220 мм с опиранием по трем сторонам (двум коротким и одной длинной). Они предназначались для применения в междуэтажных перекрытиях натурного фрагмента крупнопанельного жилого дома по проекту Э-741. В качестве рабочего армирования использовали сетку из арматуры периодического профиля диаметром 8 мм из стали класса А-III в продольном направлении и диаметром 6 мм из той же стали в поперечном направлении. Класс керамзитобетона В12,5, плотность бетона 1600 кг/м³, плотность засыпки из кварцевого песка 1400 кг/м³. Пустоты шириной 320 мм расположены в продольном направлении. Кроме продольных ребер, в этих образцах имеются два промежуточных поперечных ребра. Толщина нижней и верхней полок принята 50 мм, приведенная толщина бетона — 153 мм.

Образцы серий III и IV отличались от образцов серии II типом продольного сечения и материалом заполнения пустот. В этих конструкциях пустоты заполняли плитами из полистирольного пенопласта марки ПСБ средней плотно-

стью 25 кг/м³. Образцы серии III имели три поперечных ребра, а образцы серии IV — четыре (не считая контурных). Приведенная толщина плит составила соответственно 156 и 159 мм. Плиты серий III и IV испытывали для изучения влияния числа поперечных ребер на пространственную работу конструкции, поэтому армирование и класс керамзитобетона в них принимали без изменения.

Образцы серий V и VI имели сплошное сечение и были изготовлены для сравнительных прочностных испытаний. Их габариты, армирование, схема опирания, физико-механические характеристики применяемых материалов соответствовали аналогичным характеристикам сравниваемых плит. Образцы серии V аналогичны образцам серии I, а серии VI — образцам серий II...IV.

Плиты серий II...IV, VI испытывали в ЦНИИЭП жилища на специально оборудованном стенде. Плиты опирались по двум коротким и одной длинной сторонам с закреплением углов от подъема специальной траверсой.

Плиты серий I и V испытывали на стенде завода ЖБИ-6 (Новокуйбышевск) как свободно опертые по четырем сторонам, без закрепления углов плит от подъема. Образцы испытывали равномерно распределенной нагрузкой, прикладываемой этапами по 1 кН/м² в соответствии с требованиями ГОСТ 8829—85.

Испытания образцов с заполненными пустотами, опертых по четырем сторонам, и плит сплошных сечений показали в целом одинаковый характер их работы. В упругой стадии работы для всех образцов наблюдалась практически линейная зависимость «нагрузка — прогиб». В образцах серии I первыми образовались продольные трещины в середине

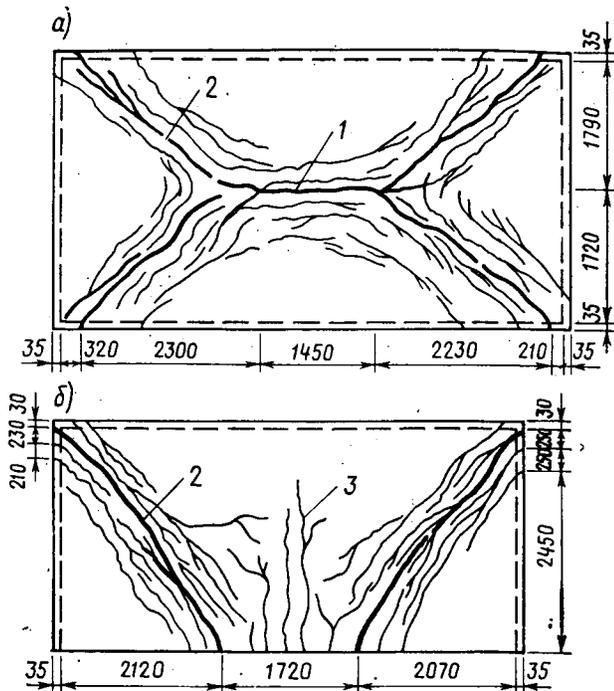


Рис. 2. Трещинообразование опытных образцов
Плиты: а — ПЗ-2; б — ПЗ-4; типы трещин: 1 — продольные в середине короткого пролета; 2 — косые; 3 — поперечные в середине неопертой стороны

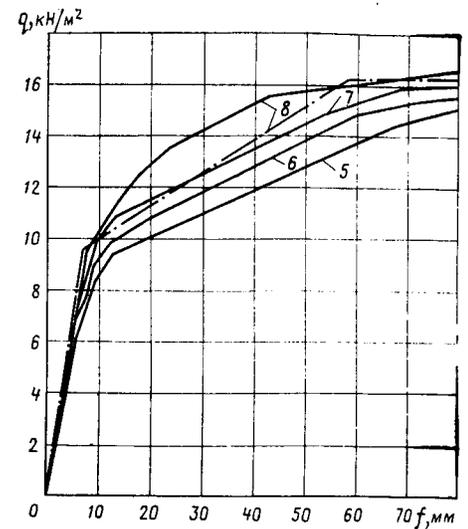
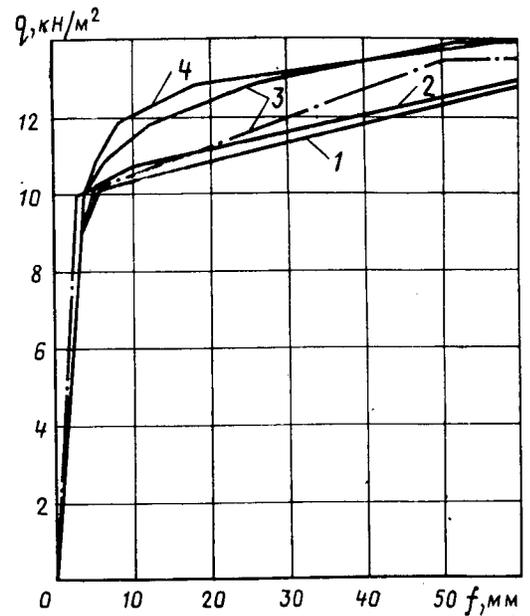


Рис. 3. Экспериментальные зависимости «нагрузка — прогиб»
1 — ПЗ-1; 2 — ПЗ-2; 3 — ПЗ-9; 4 — ПЗ-10;
5 — ПЗ-3; 6 — ПЗ-5; 7 — ПЗ-8; 8 — ПЗ-12;
— — — — — теоретические зависимости

линейной поверхности плит (рис. 2). При последующих этапах нагружения образовалась система косых трещин с углом наклона 40° . В плитах сплошного сечения серии V угол наклона линейных пластических шарниров по отношению к длинной стороне плиты также составил 40° .

Характер работы плит, опертых по трем сторонам (серий II, III и IV и сплошного сечения серии VI) был одинаковым. В образцах серии II первые трещины образовались на нижней поверхности плит вблизи середины пролета свободного края, затем появились наклонные трещины в угловых зонах. При дальнейшем увеличении нагрузки образовалась трещина на продольной неопертой стороне плиты, которая соединилась с наклонной. Угол наклона трещин к короткой стороне плиты составил 35° .

В плитах серии III первыми также образовались трещины типа 3 (см. рис. 2). При дальнейшем увеличении нагрузки образовались наклонные трещины типа 2 и трещины на свободном торце плит. При разрушении плит угол наклона линейных пластических шарниров по отношению к короткой стороне плиты составил 38° .

В образцах серии IV вначале образовались трещины типа 3. Под этой же нагрузкой образовались наклонные трещины типа 2. Трещины на торцевой стороне плиты появились при дальнейшем увеличении нагрузки. Разрушение плит произошло от текучести арматуры в линейных пластических шарнирах, угол наклона которых к короткой стороне плиты составил 40° .

В плитах сплошного сечения серии VI первые трещины так же, как и в плитах с заполненными пустотами, появились на нижней поверхности плит вблизи середины пролета свободного края. Разрушение плит произошло от текучести рабочей арматуры в линейных шарнирах. При этом угол наклона трещин к короткой стороне плиты составил 40° .

Зависимости «нагрузка — прогиб» с учетом собственной массы плит представлены на рис. 3.

Для всех испытанных плит формирование линейных пластических шарниров происходило по направлению, близкому к направлению начальных трещин, образовавшихся на нижней поверхности плит. Разрушение плит, опертых по контуру, произошло по схеме «конверт». Плиты, опертые по трем сторонам, разрушились по схеме «неполный полуконверт» в пролете при наличии верхних трещин в углах сопряжения опертых сторон. При испытаниях принципиальных различий между трещинообразованием плит с заполненными пустотами и сплошных плит не отмечено.

Вскрытие образцов после испытаний показало, что толщина полки над пустотой в поперечном сечении плит при заполнении их деформативным сыпучим материалом превышала в среднем проектную на 15%. Нагрузку трещинообразования q_{cr} и соответствующий этой нагрузке прогиб f_{cr} определяли по рекомендациям [2] как для двутавровых сечений с шириной ребра, равной сумме ширины всех ребер данного направления, и с увеличенной на 15% высотой верхней полки.

Предельное значение равномерно рас-

пределенной нагрузки — q_u , для плит, опертых по четырем сторонам, определяли по формулам [3], для плит, опертых по трем сторонам, — по методике [4]. Прогибы плит в неупругой стадии рассчитывали в соответствии с [5].

Сопоставление теоретических и опытных результатов (см. таблицу) показало, что нагрузка образования трещин q_{cr} и соответствующий прогиб f_{cr} при фактическом значении $R_{b,t}$ отличаются от экспериментальных значений соответственно на $-3,8$ и $+5,9\%$. Несущая способность плит, определенная кинематическим методом, отличается от опытных значений на $+2,7\%$.

Схема излома плит соответствовала теоретически ожидаемой. Теоретические значения углов излома, определенные по методикам [3, 4], отличались от экспериментальных на $11,9\%$.

Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, для плит с заполненными пустотами, опертых по трем и четырем сторонам, мало отличалась от определенных по СНиП 2.03.01—84.

Экспериментально полученные значения прогибов плит после образования трещин превышали теоретические, рассчитанные по методике [5] как для сплошных плит. Прогибы этих плит менялись в зависимости от числа поперечных ребер и отношения суммарной ширины ребер к ширине поперечного сечения плиты b/b_p . Прогибы плит серии II с двумя поперечными ребрами $b/b_p = 0,13$ превышали теоретические на 35%, серии III с тремя поперечными ребрами ($b/b_p = 0,17$) — на 20% и серии IV с четырьмя ребрами ($b/b_p = 0,2$) — на 10%.

Для расчета прогибов плит с заполненными пустотами после образования трещин можно использовать методику [5] для сплошных плит, при этом увеличение прогиба в связи с их конструктивными особенностями следует учитывать повышающим коэффициентом K_1 .

Для испытанных плит, опертых по трем сторонам, значение K_1 изменялось от 1,35 до 1,1 соответственно с 2 и 4 поперечными ребрами и различными b/b_p . Зависимость коэффициента K_1 от b/b_p представлена на рис. 4. Максимальное значение $K_1 = 2$ для $b/b_p = 0$ соответствует плитам с несущими ребрами только в продольном направлении. При соотношении $b/b_p > 0,2$ $K_1 = 1$.

Расчеты технико-экономической эффективности плит показывают, что наиболее целесообразно использовать их в домах с широким шагом поперечных несущих стен, где расход бетона можно снизить на 28 и стали на 7%. За счет этого стоимость конструкции снижается до 1,5 р. на 1 м² перекрытия.

Выводы

Разрушение плит происходит вследствие текучести арматуры в линейных пластических шарнирах, при этом обеспечивается совместная работа бетонных полок и ребер на всех стадиях нагружения.

Расчет прочности плит по нормальным сечениям в обоих направлениях на действии изгибающих моментов можно выполнять как для сплошных прямоугольных сечений, по наклонным сечениям от действия поперечной силы — по методике СНиП 2.03.01—84 как для двутавровых сечений с шириной ребра, равной сумме ширины всех ребер данного направления.

Прогибы плит можно определять методами, предназначенными для расчета сплошных однослойных плит [5] с уче-

Серия образца	Марка образца	$q_{срс}, \text{ obs'}$, кН/м ²	$q_{срс}, \text{ calc'}$, кН/м ²	$\Delta q_{срс}$, %	$f_{срс}, \text{ obs'}$, мм	$f_{срс}, \text{ calc'}$, мм	$\Delta f_{срс}$, %	$q_u, \text{ obs'}$, кН/м ²	$q_u, \text{ calc'}$, кН/м ²	Δq_u , %	$f_u, \text{ obs'}$, мм	$f_u, \text{ calc'}$, мм	$\sigma_{\text{obs'}}$, °	$\sigma_{\text{calc'}}$, °	$\Delta \sigma$, %
I	ПЗ-1	8,7	8,61	+1,1	2,63	2,51	+4,6	13,7	13,43	+2,0	59,55	40	43,70	-9,3	
II	ПЗ-2	8,7	8,45	+2,9	2,89	2,47	+14,5	13,7	13,43	+2,0	59,55	40	43,70	-9,3	
	ПЗ-3	6,3	6,90	-9,5	5,56	5,34	+4,0	16,3	16,21	+0,6	67,74	35	43,15	-23,3	
	ПЗ-4	6,3	7,02	-11,4	5,43	5,41	+0,4	16,3	16,21	+0,6	67,74	35	43,15	-23,3	
III	ПЗ-5	6,7	7,14	-6,6	5,05	4,99	+1,2	16,7	16,21	+2,9	67,74	38	43,15	-13,6	
	ПЗ-6	6,7	7,26	-8,4	5,41	5,01	+7,4	16,7	16,21	+2,9	67,74	38	43,15	-13,6	
IV	ПЗ-7	7,8	8,04	-3,1	6,02	5,34	+11,3	16,8	16,21	+3,5	67,74	40	43,15	-7,9	
	ПЗ-8	7,8	7,92	-1,5	5,46	5,29	+3,1	16,8	16,21	+3,5	67,74	40	43,15	-7,9	
V	ПС-9	9,8	9,97	-1,7	2,92	2,56	+12,3	13,8	13,43	+2,7	50,92	40	43,70	-9,3	
	ПС-10	9,8	10,60	-8,2	2,71	2,65	+2,2	13,8	13,43	+2,7	50,92	40	43,70	-9,3	
VI	ПС-11	9,5	9,76	-2,7	6,25	5,90	+5,6	17,0	16,21	+4,6	56,91	40	43,15	-7,9	
	ПС-12	9,5	9,23	+2,8	6,91	6,62	+4,2	17,0	16,21	+4,6	57,91	40	43,15	-7,9	

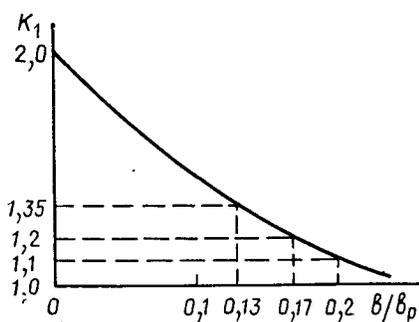


Рис. 4. Зависимость коэффициента K_1 от отношения b/b_p

том геометрических параметров сечения в каждом направлении плиты. Повышенную деформативность плит по сравнению со сплошными после образования трещин можно учитывать коэффициентом K_1 , который составляет 1,1...1,35 в

зависимости от числа и ширины поперечных ребер.

Ширину раскрытия трещин можно определять по методике СНиП 2.03.01—84.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Стронгин Н. С., Крейтан В. Г., Русишвили А. Ш. Пустотозасыпные панели междуэтажных перекрытий из легких бетонов//Жилищное строительство. — 1985. — № 7. — С. 12—14.
2. Рекомендации по расчету плит перекрытий крупнопанельных зданий с учетом пространственной работы. — М.: Госгражданстрой. — 1983. — 96 с.
3. Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий ВСН 32-77/Госгражданстрой. — М.: Стройиздат, 1978. — 177 с.
4. Лишак В. И., Киреева Э. И., Таратута М. Г. Исследование многопустотных плит перекрытий, опертых по трем сторонам//Бетон и железобетон. — 1986. — № 11. — С. 5—7.
5. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1975. — 192 с.

Новые изобретения

№ 3

А. с. 1452677 СССР, МКИ⁴ В 28 В 7/30. Пустотообразователь / А. А. Варламов, К. М. Кодзоков (СССР); Магнитогорский горно-металлургический ин-т. А. с. 1452678 СССР, МКИ⁴ В 28 В 11/00. Установка для отделки бетонных поверхностей изделий / А. В. Болотный, А. Г. Подопригра, В. П. Птичников (СССР); ЛИСИ. А. с. 1452906 СССР, МКИ⁴ Е 04 С 2/26. Панель ограждения / И. Г. Кожевников, Н. Н. Щербак, Ю. Ц. Гохберг (СССР); НИИСФ. А. с. 1452907 СССР, МКИ⁴ Е 04 G 13/02. Опалубка для бетонирования колонн с капителями / А. Н. Голоухов, А. Н. Ночной, А. С. Рыбин и др. (СССР); ПТО Мосспецпромпроект.

№ 4

А. с. 1454697 СССР, МКИ⁴ В 28 В 1/08. Установка для непрерывного формования многопустотных изделий из бетонных смесей/Ю. Ф. Логвин, Г. А. Толпарев, А. М. Демин, П. И. Зеленин (СССР).

• См.: Открытия. Изобретения. — 1989.

А. с. 1454698 СССР, МКИ⁴ В 28 В 1/087. Пригруз для уплотнения бетонных смесей в форме/Б. В. Гусев, М. С. Дуамбеков, И. И. Назаренко, Т. А. Ракишев (СССР); НИИЖБ.

А. с. 1454699 СССР, МКИ⁴ В 28 В 1/50. Способ изготовления изделий из ячеистого бетона/А. Ф. Суровцев, В. П. Сивенков, В. Ф. Жигалкович, Н. Г. Алексеев (СССР); Минский НИИСМ.

А. с. 1454701 СССР, МКИ⁴ В 28 В 5/02, 11/00. Установка для вибропркатного производства железобетонных изделий/Р. Д. Азелицкая, А. А. Спасских, О. Н. Макарец (СССР); Краснодарский политехнический ин-т.

А. с. 1454702 СССР, МКИ⁴ В 28 В 5/04. Технологическая линия для изготовления железобетонных изделий/В. Н. Слатин, В. С. Пустовойтовский, А. П. Кобзев, В. В. Медведев (СССР); Завод ЖБК № 2.

А. с. 1454703 СССР, МКИ⁴ В 28 В 7/04. Форма для изготовления железобетонных плит с преднапряженной арматурой/В. А. Полесных, А. И. Андрющенко, С. Л. Марьяновский и др. (СССР); КТБ Мосоргстройматериалы.

УДК 691.327:666 9.055

Ю. Г. ГРАНИК, канд. техн. наук (ЦНИИЭП жилища)

Ресурсосберегающие технологии при заводском производстве изделий полносборного домостроения

ЦНИИЭП жилища разрабатывает эффективные технологии формования домостроительной продукции, позволяющие добиваться экономии энергии, цемента и металла при существенном повышении производительности труда. К ним относятся виброударный способ формования, применение комплексных химических добавок на основе промышленных отходов и глубинное уплотнение бетонных смесей в отсеках вертикальных форм.

Виброударный способ формования предусматривает совместное воздействие вибрации, обеспечивающей минимальное тиксотропное разжижение укладываемой бетонной смеси, и низкочастотных ударов большой амплитуды, позволяющих уплотнять смеси благодаря значительным инерционным ускорениям*.

В предложенных виброударных площадках импульсы генерируются от раз-

ных возбудителей — гармонические колебания от вибраторов, ударные — при падении на упоры подвижной части площадки, перемещаемой рычажным механизмом (рис. 1). При этом создается возможность назначать требуемые параметры вибрации и удара, а также независимо регулировать длительность и последовательность воздействия каждого вида колебаний. Ударные колебания носят асимметричный характер, при котором ускорения при подъеме не превышают (0,5...0,8)g, зато при падении инерционные ускорения можно варьировать в широком диапазоне изменением высоты подъема подвижной части площадки (амплитуды удара) и жесткости опор. В то же время небольшие амплитуды гармонических колебаний не вызывают разрыхления смеси или ее отрыва от поддона формы. Вследствие этого создаются предпосылки эффективного уплотнения бетона и получения высококачественной поверхности изделия, прилегающей к поддону.

Были изучены рациональные режимы виброударного уплотнения обычных и легкобетонных смесей. При этом частоту гармонических колебаний принимали равной 50 Гц исходя из того, что подавляющее большинство серийных вибровозбудителей имеет такую частоту. Кроме того, многочисленными исследованиями установлено, что эта частота колебаний обеспечивает хорошее тиксотропное разжижение бетонных смесей разных видов и в широком диапазоне консистенций. Амплитуду колебаний изменяли от минимального значения 0,05 до 0,2 мм изменением статического момента вибровозбудителя. Частоту ударов принимали равной 120, 180, 240 и 300 уд/мин, а их амплитуду (высоту подъема) — 1,5...15 мм.

В результате исследований отработаны рациональные режимы формования изделий в горизонтальном и вертикальном положении из обычных и легких бетонов (табл. 1, 2). При этом установлено, что благодаря низкой частоте ударных колебаний и малой амплитуде вибрации установленная мощность предложенной виброударной площадки при формовании изделий в горизонтальном положении в 3,5...4 раза меньше, чем у серийных блочных виброплощадок Челябинского завода Строммашина соответствующей грузоподъемности, и составляет 0,7...1 кВт/т массы. При формовании изделий в вертикальном положении из-за трения бетонной смеси о неподвижные части рабочих поверхностей форм требуется несколько большая удельная мощность приводов (0,8...1,25 кВт/т).

Расход цемента при виброударном формовании изделий в горизонтальном положении благодаря эффективному уплотнению можно снизить на 7...12%, а при изготовлении в вертикальном положении — на 15...20%. Известно, что шок-столы при соблюдении некоторых технологических требований (хорошее качество заполнителей, правильный подбор состава, высокое качество рабочей поверхности формы, эффективная смазка) позволяют вследствие асимметрич-

* А. с. 637252 СССР МКИ В28В1/08. Способ уплотнения бетонной смеси / Ю. Г. Граник, В. Я. Фомичев, А. Н. Спивак (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1978. — № 46. — С. 34

Т а б л и ц а 1

Характеристика изделий		О. К., см	Ж., с	Режимы формования		
толщина, мм	класс бетона			амплитуда, мм	частота, Гц	время обработки, мин
300—350	B2,5—B5	2—4	—	6/0,1	3,5—4/50	3—3,5
65—250	B12,5—B15	2—4	10—15	6—8/0,15	3,5—4/50	3,5—4
		—	—	6/0,1	3,5/50	2,5—3
		—	10—15	5—6/0,1	3,5/50	3—3,5
65—250*	B12,5—B25	2—4	—	5/0,05—0,1	3,5/50	1,5—2
		—	18—20	5/0,1	3,5/50	2—2,5

Примечание. Перед чертой — при ударе, после черты — при вибрации.

* Тяжелый бетон, в остальных случаях легкий.

Т а б л и ц а 2

Характеристика изделия		Заполнитель, мм	О. К., см	Ж., с	Время обработки, мин
толщина, мм	арматура				
50—70	Сетка	10/10	4—6/6—8	—/—	4,5—5/5,5—6
80—120	»	20/20	—/1—2	8—10/—	4—4,5/4,5—5
120—200	Сетка (каркас)	20/20	—/—	15—25/8—10	3,5—4/3,5—4

Примечание. Перед чертой — тяжелый бетон, после черты — легкий.

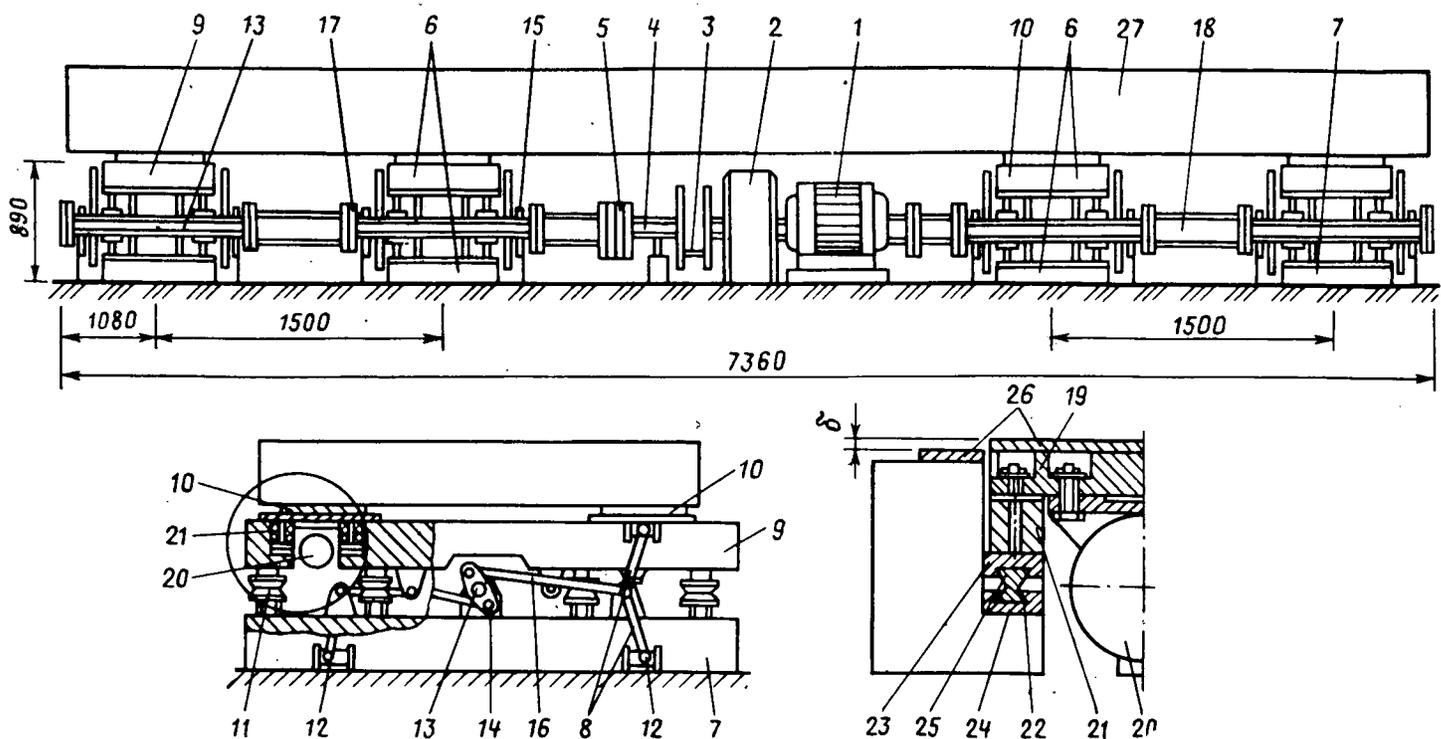


Рис. 1. Виброударная секционная площадка

1 — электромотор; 2 — редуктор; 3 — кривошипно-шатунный механизм; 4 — поворотный вал; 5 — ведущая и ведомая полушестерни; 6 — подъемная рама секции; 7 — опорная рама секции; 8 — рычажный двухзвонник; 9 — подвижная рама; 10 — упругая опора; 11 — буферный элемент; 12 — резиново-металлическая втулка; 13 — поворотный вал секции; 14 — проушины; 15 — подшипниковая опора; 16 — тяги; 17 — соединительная муфта; 18 — вставные звенья поворотных валов; 19 — плита; 20 — вибратор; 21 — амортизатор; 22 — механизм регулирования высоты; 23 — верхний клин; 24 — нижний клин; 25 — средний клин; 26 — упругие прокладки; 27 — форма

ного характера ударных импульсов выпускать железобетонные изделия с гладкой поверхностью. Исследованиями установлено, что и при предлагаемых режимах виброударного формования изделий в горизонтальном положении удается достичь высокого качества поверхностей. При надлежащей жесткости опор, исключая упругий отскок при соударении буферных элементов виброударной площадки, необходимо после завершения уплотнения бетонной смеси в форме в течение 20...40 с (в зависимости от вида бетона и консистенции смеси) сохранять ударный режим работы. Это легко достигается при отключении вибраторов. При оснащении виброударной площадки реле времени оптимальный режим уплотнения устанавливается автоматически.

Для эффективной пластификации бетонной смеси, которая снижает расход цемента и трудозатраты при формовании, ЦНИИЭП жилища совместно с МГПИ разработали комплексные суперпластифицирующие химические добавки на основе промышленных отходов КД-6 и КД-7:

Добавка КД-6 представляет собой стабильную тонкодисперсную эмульсию сульфитно-дрожжевой бражки (СДБ) и подмыленного щелока (ПЩ). В зависимости от химического состава СДБ и

ПЩ, минералогии цемента и необходимой степени пластификации бетонной смеси в добавке содержится 0,3...0,5% СДБ и 0,05...0,1% ПЩ массы цемента (в пересчете на сухое вещество). Стойкость СДБ 45...50, ПЩ — 2 р/т.

КД-6 можно производить в условиях домостроительного производства на небольших смесительных узлах. Она не токсична и не требует соблюдения специальных мер по технике безопасности. Гарантийный срок ее хранения 200 сут. Тяжелую бетонную смесь с добавкой КД-6 готовят по обычной технологии, вводя ее вместе с водой затворения. Для легкого бетонной смеси вода затворения в смеситель поступает двумя порциями по 50% требуемого количества. В первой партии воды добавка отсутствует, а после 1...1,5 мин перемешивания, при насыщении легкого заполнителя водой, вводят вторую порцию с необходимым количеством добавки. Добавку КД-6 применяют к портландскому, шлакопортландскому и пуццолановому цементам. При этом наибольший разжижающий эффект отмечается при использовании низкоалюминатных цементов с содержанием C_3A до 6%. Применение добавки в пластифицированных цементных не допускается.

КД-6 обеспечивает увеличение подвижности бетонной смеси с 2...3 до 14...

16 см или сокращает расход цемента на 10...15% при сохранении исходной удобоукладываемости. Особенно эффективна добавка КД-6 в кассетной технологии при обычных режимах прогрева.

При укороченных режимах ТВО целесообразна добавка КД-7, состоящая из СДБ и отходов коксухимических заводов (ОКГЗ). В результате лабораторных и производственных исследований отработали рациональные составы комплексной добавки КД-7 и ее содержание в бетонной смеси, в наибольшей степени удовлетворяющие условиям двухстадийных и укороченных режимов прогрева изделий, технологическим режимам формования изделий, обеспечивающим достижение высокого пластифицирующего эффекта при хорошем качестве поверхностей панелей.

Исследования показали, что отношение ОКГЗ к СДБ в составе КД-7 должно составлять 10:1 в расчете на сухое вещество. Введение 1,1% КД-7 массы цемента повышает подвижность бетонной смеси с 2...4 до 18...22 см без снижения прочности бетона. В случае сохранения исходной подвижности и расхода цемента с помощью КД-7 можно уменьшить водосодержание бетонной смеси на 10%, а для смесей с исходной $O.K. = 10...12$ см добиться возрастания распалубочной прочности через 5...6 ч

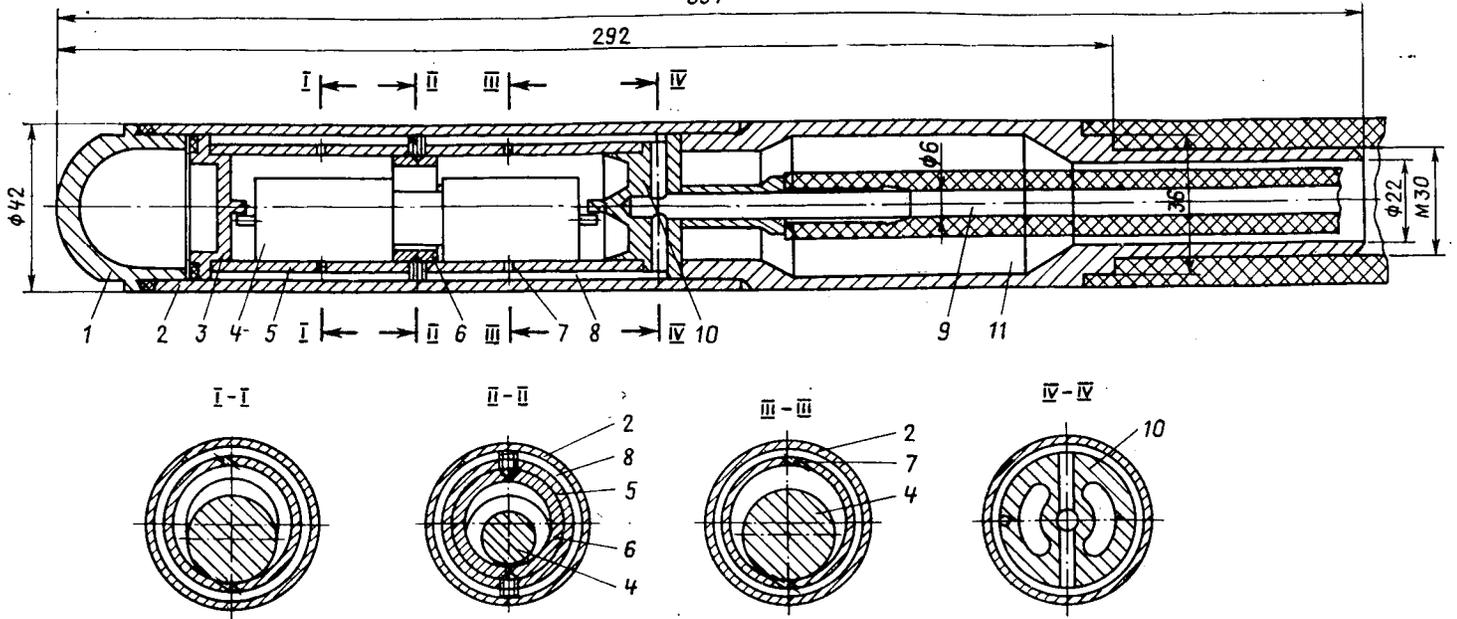


Рис. 2. Глубинный пневмоструйный вибровозбудитель

1 — оголовок; 2 — корпус; 3 — нижняя крышка; 4 — бегунок; 5 — беговая дорожка; 6 — кольцо; 7 — впускное отверстие; 8 — воздухоподводящий кольцевой зазор; 9 — воздухоподводящий патрубок; 10 — верхняя крышка; 11 — воздухоотводящий патрубок со шлангом

прогрева на 32...34 и на 28...30% в месячном возрасте по сравнению с бездобавочным составом.

Низкая стоимость добавки КД-7 (50...55 р/т в расчете на сухое вещество) позволяет использовать ее для снижения расхода цемента, достигающего 12...15% при условии сохранения прочности бетона. В этом случае удорожание бетона вследствие введения КД-7 составляет 0,25...0,3 р/м³, в то время как благодаря сокращению расхода цемента достигается экономия в размере 1,8...2,5 р/м³. Учитывая доступность сырьевых материалов, на основе которых готовят КД-7, можно достичь значительного экономического эффекта.

При формировании изделий в вертикальном положении глубинная вибрация позволяет получить высокое качество поверхности. Однако ее применение сдерживается из-за отсутствия вибровозбудителей малого диаметра (≤ 40 мм), имеющих достаточный ресурс работы. Авторами разработаны глубинные вибровозбудители со встроенными двигателями.

На рис. 2 показан глубинный вибровозбудитель со встроенным пневмодвигателем струйного типа с планетарной обкаткой бегунка*.

В корпусе вибровозбудителя предусмотрены воздухоподводящий и воздухоотводящий патрубки со шлангами, а также беговая дорожка с торцевыми крышками. Сжатый воздух через патру-

бок и канал попадает в кольцевой зазор между корпусом и беговой дорожкой, а оттуда через впускные отверстия внутрь дорожки, где размещен бегунок. Под воздействием тангенциально направленных струй воздуха бегунок совершает планетарную обкатку внутренней поверхности беговой дорожки.

Техническая характеристика пневмовозбудителей, потребляющих 0,5...0,6 м³/мин воздуха при давлении 0,5...0,6 МПа:

Длина корпуса, мм	288/268*
Масса, кг	1,5/1,6
Статический момент дебаланса, Н·м·10 ⁻²	0,5/0,6
Частота колебаний, Гц:	
на воздухе	260—300/240—280
в бетонной смеси	185—210/175—200
Амплитуда колебаний, мм:	
на воздухе	0,5—0,7/0,6—0,7
в бетонной смеси	0,35/0,3—0,35

* Перед чертой — диаметр наконечника 34, после черты — 42 мм.

Отличительной особенностью глубинных виброустройств являются простота конструкции, отсутствие быстрознашивающихся деталей и узлов. Для их изготовления не требуется дефицитная сталь, поэтому можно организовать их выпуск и ремонт на ДСК и заводах ЖБИ. Кроме того, отсутствие трущихся деталей и подшипниковых опор в конструкции пневмоструйного вибровозбудителя позволяет более чем вдвое повысить по сравнению с существующими образцами ресурс и практически не ограничивать длительность их непрерывной работы. Для сокращения сроков проведения испытаний эти пневмовозбудители подвергали непрерывной работе в течение 12...16 ч, при этом нагрева корпуса или сбоев не отмечалось. Специальными испытаниями на безотказ-

ность запуска установлено, что как при вертикальном, так и при горизонтальном расположении корпуса обеспечивается надежный запуск вибровозбудителя уже при давлении 0,15...0,2 МПа, хотя частота при этом невелика (80...120 Гц).

Прочность бетона, отформованного с помощью глубинных виброустройств, на 6...8% выше, чем при кассетном формировании, а плотность на 2,5...3% выше. При этом коэффициент вариации прочности бетона по площади панели составил 6...8%.

Качество поверхности изделий при формировании глубинными вибровозбудителями соответствует категории А4 по ГОСТ 13015.0—83, что не требует дополнительной доводки для подготовки поверхности под оклейку обоями. Средний показатель пористости поверхности панели 0,08...0,12%, максимальные размеры отдельных пор не более 2...3 мм.

Уровень звука при работе гребенки пневмовибровозбудителей составляет 71 дБ, что в октавных полосах частот на 10...12 дБ ниже нормируемого. Вибрация на рабочих местах при работе глубинных виброустройств практически отсутствует.

Виброударная технология внедрена на заводе ОБД г. Энгельса при выпуске объемных блоков 50 тыс. м² общей площади в год. Пластифицированные бетонные смеси производят Тушинский завод ЖБИ, а также ПО Главзапорожстрой объемом 43 тыс. м³ в год. Глубинная вибрация применена на кассетно-конвейерных линиях Горьковского, Иркутского и Таллинского ДСК при объеме выпуска 76 тыс. м³ в год.

* А. с. 1020551 СССР, МКИ Е 04 G 21/08; В 28В 1/08. Глубинный пневмовибратор для уплотнения бетонной смеси / Ю. Г. Граник, А. И. Шаройко (СССР) // Открытия. Изобретения. — 1933. — № 20. — С. 94.

Расчет наклонных сечений изгибаемых элементов из жаростойкого керамзитобетона

С целью совершенствования методики расчета наклонных сечений изгибаемых элементов из легких жаростойких бетонов в НИИЖБе провели специальные экспериментальные исследования.

Работу наклонных сечений изучали на балках прямоугольного и таврового сечения из конструкционного жаростойкого керамзитобетона (рис. 1), имеющих

продольное армирование 2 Ø 20 А-III, хомуты Ø 6 А-I приваривали к продольной арматуре с шагом 100 мм. Часть прямоугольных балок хомутов не имела. Полку тавровых балок дополнительно армировали сеткой из арматурной проволоки Ø 3 В-1.

Кубиковая прочность керамзитобетона составляла 23, призмная прочность 22, прочность на растяжение — 1,74 МПа.

Балки подвергали одностороннему нагреву до 400 и 800°C. После достижения заданной температуры и 2-часового выдерживания балки нагружали сосредоточенными силами, приложенными на консольных участках.

От нелинейного распределения температуры при одностороннем нагреве по высоте сечения балок возникает самоуравновешенная эпюра напряжений, в которой в бетоне средней части высоты элемента напряжения достигают прочности на растяжение. При температуре нагреваемой грани 120...140°C по середине высоты балок прямоугольного сечения и в месте сопряжения ребра с полкой балок таврового сечения появляются вертикальные трещины, соединяющиеся с трещинами, образовавшимися в результате разности температурных деформаций продольной арматуры и керамзитобетона.

Вертикальные трещины влияют на трещиностойкость наклонных сечений балок при одностороннем нагреве. Момент трещинообразования снизился на 14...30% при температуре нагреваемой грани 400°C и на 50...75% при 800°C. Поперечное армирование повысило трещиностойкость наклонных сечений на 37%.

Образование наклонных трещин рекомендуется определять по формуле

$$Q_{crc} = \varphi_{b3} R_{bt} \gamma_{tt} b h_0, \quad (1)$$

где коэффициенты условий работы бетона на растяжение γ_{tt} и φ_{b3} принимают в зависимости от температуры бетона центра тяжести приведенного сечения: $\varphi_{b3} = 0,4$ при $t = 50^\circ\text{C}$; $\varphi_{b3} = 0,3$ при $t = 100^\circ\text{C}$; $\varphi_{b3} = 0,22$ при $t = 200^\circ\text{C}$ и $\varphi_{b3} = 0,1$ при $t = 300^\circ\text{C}$.

Нагрев со стороны крайнего сжатого волокна бетона до 400°C увеличивает раскрытие наклонных трещин в 1,1 раза, до 800°C — в 2,3 раза. Это различие при одинаковом уровне нагрузки обусловлено развитием деформаций температурной усадки керамзитобетона, температурным расширением арматуры и увеличением напряжений в хомутах с ростом температуры.

Расчетное раскрытие наклонных трещин предлагается находить по формуле

$$a_{crc} = \varphi_t \frac{0,6\sigma_{sw} d_w \eta}{E_s \beta_s \frac{d_w}{h_0}} + \frac{0,6\sigma_{sw} d_w \eta}{0,15E_b \beta_b (1 + 2\alpha \mu_w)} + (\alpha_{st} - \alpha_{bt}) t_w s, \quad (2)$$

где β_b , β_s — коэффициенты, учитывающие снижение модулей упругости бетона

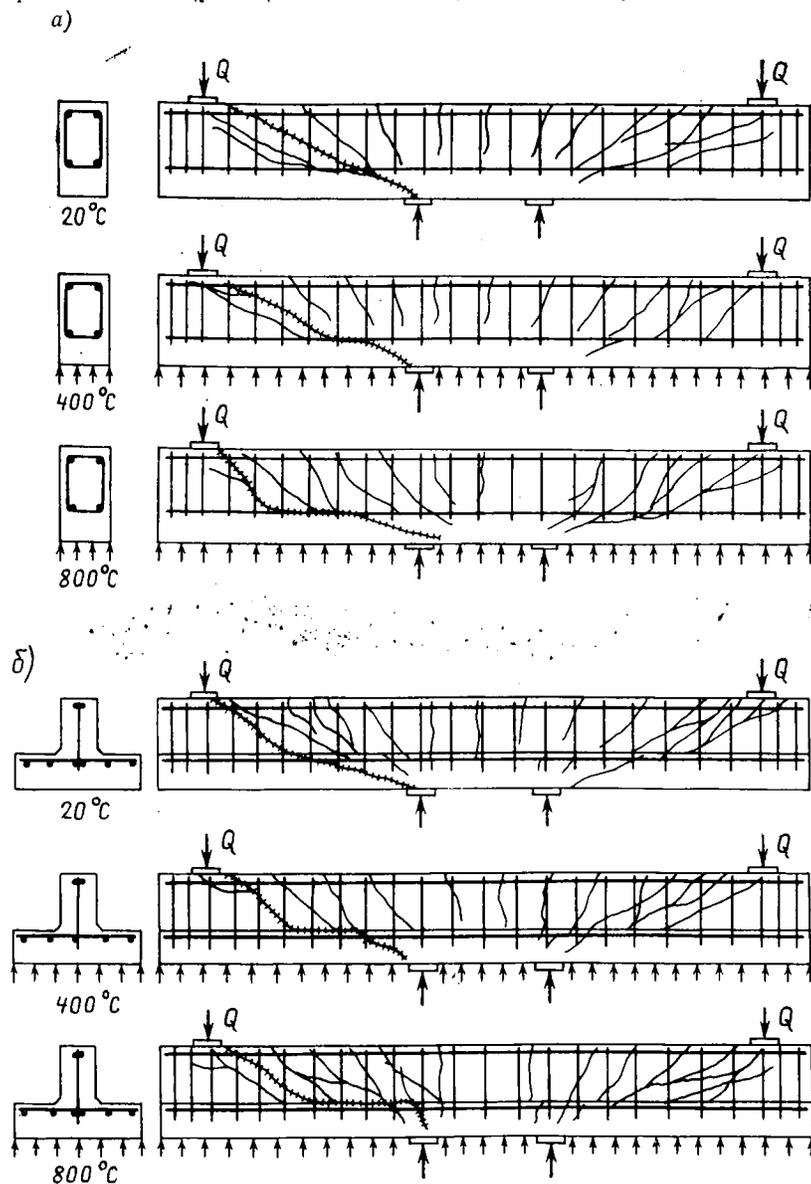


Рис. 1. Характер развития наклонных трещин при разрушении балок прямоугольного сечения с укороченными хомутами (а) и таврового сечения (б)

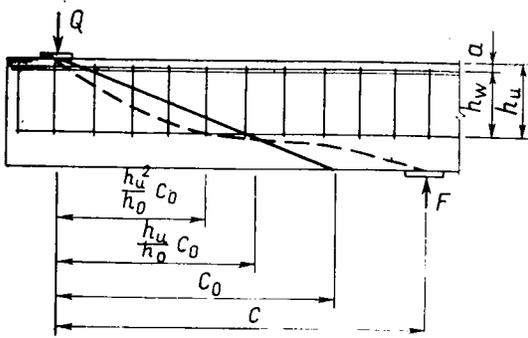


Рис. 2. Расчетные длины проекции наклонной трещины при определении Q_{sw} и арматуры в зависимости от средней температуры хомутов; $(\alpha_{st} - \alpha_{bt})t_w s$ — дополнительное раскрытие трещины, вызванное разностью температурных деформаций арматуры $\alpha_{st}t_w$ и керамзитобетона $\alpha_{bt}t_w$; t_w — температура середины высоты хомутов.

Односторонний кратковременный нагрев до 400°C снизил прочность наклонных сечений балок в среднем на 10%, до 800°C — на 20%. Прочность наклонных сечений снижается вследствие уменьшения прочности бетона сжатой зоны и увеличения деформаций в бетоне от нагрева, что уменьшает высоту сжатой зоны над наклонной трещиной, а также вследствие снижения предела текучести арматуры хомутов от нагрева.

Балки без хомутов разрушились хрупко от среза бетона сжатой зоны. Нагрев со стороны сжатой зоны бетона увеличивает пологость наклонной трещины. Балки при нагреве до 800°C разрушились с образованием нескольких наклонных трещин, заходящих в зону чистого изгиба. Влияние одностороннего нагрева на снижение прочности наклонных сечений более заметно при больших пролетах среза.

Прочность наклонных сечений элементов без хомутов рекомендуется подсчитывать по формуле

$$Q \leq \frac{\varphi_{b3} R_{bt} \gamma_{tt} b h_0}{c}, \quad (3)$$

причем $\varphi_{b3} R_{bt} \gamma_{tt} b h_0 \leq$

$$\leq \frac{\varphi_{b4} R_{bt} \gamma_{tt} b h_0}{c} \leq 2,5 R_{bt} \gamma_{tt} b h_0;$$

$\varphi_{b4} = 1$, γ_{tt} , φ_{b3} — коэффициенты, зависящие от температуры центра тяжести приведенного сечения.

При определении поперечной силы Q СНиП 2.03.04—84 рекомендует принимать γ_{tt} и φ_{b3} по средней температуре бетона сжатой зоны, предполагая, что поперечная сила воспринимается в основном сжатой зоной бетона. Однако поперечная сила Q является интегральной суммой вертикальных составляющих усилий, воспринимаемых бетоном сжатой зоны, зацеплением берегов наклонной трещины и нагельным действием

продольной арматуры. Поэтому более целесообразно принимать прочность бетона по температуре той части высоты балки, при которой снижение прочности бетона на растяжение от нагрева соответствовало бы снижению прочности наклонного сечения. Этим требованиям отвечает температура бетона в центре тяжести приведенного сечения, которую для практических расчетов можно принимать на расстоянии $0,7h_0$ от нагреваемой грани. Эти рекомендации следует распространить и на другие конструкции, подвергающиеся температурному воздействию.

При температурах нагрева выше предельно допустимой температуры применения арматуры поперечную арматуру рекомендуется устанавливать не по всей высоте сечения согласно СНиП 2.03.04—84.

Армирование балок укороченными хомутами на $2/3h$ повысило прочность наклонных сечений балок в 2,2 раза при пролете среза $2,5h_0$ и в 1,3 раза — при h_0 .

Балки разрушились в результате среза бетона сжатой зоны после достижения предела текучести арматуры хомутов с учетом его снижения при нагреве.

Если при малом пролете среза h_0 односторонний нагрев не внес особых изменений в характер разрушения балок, то при пролете среза $2,5h_0$ нагрев оказал определяющее влияние на развитие трещин и разрушение балок. Они разрушились по криволинейной наклонной трещине, имеющей горизонтальный участок, проходящий по краю хомутов, расположенных у нагреваемой грани. Зону с хомутами трещина пересекала под углом 45° . В результате этого число хомутов, пересекаемых критической наклонной трещиной, оказалось значительно меньше, чем при развитии трещины, близкой к линии между опорой и грузом. Повышение температуры нагрева увеличивает длину горизонтального участка трещин и угол, по которому происходит пересечение ею зоны с хомутами (см. рис. 1). Это связано с пониженной прочностью на растяжение жаростойкого керамзитобетона.

Введение отношения h_u/h_0 , учитывающего укороченную длину хомутов, оказалось недостаточным, поэтому усилие, воспринимаемое укороченными хомутами (рис. 2), предлагается определять по формуле

$$Q = \left(\frac{h_u}{h_0}\right)^2 q_{sw} c_0, \quad (4)$$

где $h_u = h_w + a$; h_w — высота укороченных хомутов; a — толщина защитного слоя бетона у менее нагретой грани;

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \gamma_{st} A_{sw}}{s}; \quad (5)$$

γ_{st} — коэффициент условий работы арматуры, принимаемый по максимальной температуре их нагрева.

В балках таврового сечения наклонная трещина в ребре, достигнув сопряжения полки и ребра, развивалась вдоль него. Длина образовавшейся горизонтальной трещины увеличивается с ростом температуры нагрева сжатой зоны бетона (см. рис. 1). В результате этого проникновение трещин в полку при нагреве балок происходит позднее, чем без него. При нормальной температуре трещины в полке возникли при нагрузке $0,66Q$, с нагревом до 400 и 800°C — при $0,7$ и $0,82Q$. В полке образуются одновременно 3...4 трещины, которые распространяются по всей ее ширине. Подобный характер развития трещины нарушает совместность работы полки и ребра, снижает роль полки в восприятии поперечного усилия.

Балки таврового сечения при одностороннем нагреве разрушились при достижении предела текучести продольной арматуры, в месте пересечения ее критической наклонной трещиной, а также от текучести арматуры хомутов с учетом его снижения при нагреве. При этом происходит поворот обеих частей балки вокруг шарнира в сжатой зоне бетона, появление которого объясняется значительной деформативностью жаростойкого керамзитобетона при нагреве.

Расположение укороченных хомутов в полке исключает распространение трещины по концам хомутов при высоких температурах.

Разрушение балок кратковременной нагрузкой после длительного нагрева свидетельствует о дальнейшем снижении прочности наклонных сечений. По сравнению с балками, подвергшимися кратковременному нагреву, прочность снизилась на 20 и 15% при 400 и 800°C .

Прочность наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов с хомутами устанавливают по формуле

$$Q = Q_b + Q_{sw} = \frac{\varphi_{b2} \varphi_f R_{bt} b h_0}{c} + \left(\frac{h_u}{h_0}\right)^2 q_{sw} c_0, \quad (6)$$

где $\varphi_{b2} = 1,5$ для конструкционного жаростойкого керамзитобетона; $\varphi_f = 1,5$ для балок таврового сечения.

Вывод

Прочность наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов из жаростойкого керамзитобетона следует устанавливать с учетом снижения расчетных сопротивлений бетона и арматуры в зависимости от длительности нагрева и особенностей развития критических трещин при укороченных хомутах.

Ю. Н. КАРНЕТ, А. Н. ЧЕТВЕРКИН, кандидаты техн. наук (Уральский ПромстройНИИпроект)

Сборные колонны высокой удельной несущей способности

Дальнейшее развитие технического прогресса в области строительства каркасных многоэтажных зданий требует повышения удельной несущей способности сборных железобетонных колонн, работающих на сжатие с малым эксцентриситетом.

Уральский ПромстройНИИпроект совместно с НИИЖБом исследовали стык железобетонных колонн без сварки продольной арматуры, обеспечивающий передачу сжимающих напряжений непосредственно через торцы стыкуемых стержней при $R_s = 800$ МПа*.

В ходе экспериментов изучали влияние толщины растворного шва металлической пластинки, расположенных между торцами стыкуемых стержней, а также несовпадение в плане их вертикальных осей на прочность и деформативность зоны стыка сборных железобетонных колонн.

Для этого испытали 120 образцов-призм размерами $15 \times 15 \times 60$ и $15 \times 21 \times 60$ см, сопрягаемых через растворный шов или металлическую пластину с призмами размерами $15 \times 15 \times 30$ см и $15 \times 21 \times 30$ см. Опытные образцы из бетона класса В55 армировали продольной арматурой классов Ат-IV и Ат-VI поперечными сварными сетками из стержней $\varnothing 6$ А-III, установленных равномерно по всей длине образца ($\mu_{xy} = 3\%$).

Толщина шва $t_{ш} = (0...0,5) d_s$, кубиковая прочность раствора шва $R_{ш} = 10...30$ МПа, толщина стальных прокладок $t_n = (0,05...0,4) d_s$, смещение вертикальных осей стыкуемых стержней в плане $e_s = 0...1$, диаметры стыкуемых стержней d_s приняли 25 и 40 мм.

Образцы испытали кратковременной статической нагрузкой на сжатие, близкое к центральному в прессе ПР-1000. Перемещение торцов стыкуемых стержней Δ измеряли индикаторами часового типа с ценой деления

* Карнет Ю. Н., Котлова Н. А., Четверкин А. Н. Рекомендации по расчету и конструированию малометаллоемких стыков колонн, армированных высокопрочными продольными стержнями. — Свердловск: Уральский ПромстройНИИпроект, 1985, 30 с.

0,01 мм, закрепленными на расстоянии 50 мм от его торца. Индикаторы устанавливали с двух противоположных сторон на каждом стержне с помощью выносных реперов. При прохождении выносного репера через бетонную часть образца между ними создавался зазор.

Напряжения в арматурных стержнях σ_s определяли по результатам измерения его деформаций на базе 20 мм. Начало базы измерения находилось на расстоянии 20 мм от торца стыкуемых стержней. Неравномерность распределения сжимающих напряжений вдоль оси продольной арматуры измеряли тензодатчиками с базой 20 мм, на-

клеенными на продольные ребра арматуры с шагом 250 мм.

За разрушающую $N_p^{оп}$ принимали нагрузку, соответствующую началу снижения показаний на силовой измерительной шкале гидравлического пресса.

Начальная толщина растворного шва $t_{ш}$ между торцами стыкуемых стержней обеспечивалась специальными стальными прокладками, устанавливаемыми между торцами стыкуемых образцов-половинок при сборке. После набора прочности раствором прокладки из зоны шва удаляли.

Напряжение в растянутой части шва между торцами стыкуемых стержней σ_s^III устанавливали на стадии, близкой к разрушению, по формуле

$$\sigma_s^III = \epsilon_s E_s, \quad (1)$$

где ϵ_s — относительные деформации продольной арматуры у торцов стержней, между которыми располагались швы.

На рис. 1 приведена зависимость разрушающей нагрузки от $t_{ш}/d_s$. Величины разрушающей нагрузки существенно не уменьшались при увеличении толщины шва в пределах $0 \leq t_{ш} \leq 0,1 d_s$. При возрастании $t_{ш}$ разрушающая нагрузка снижалась, и при максимальном соотношении $t_{ш}/d_s = 0,5$ разрушающая нагрузка составила 0,65 $N_p^{оп}$. При этом напряжения в растворной части шва между торцами продольных стержней $\sigma_s^III = 100...150$ МПа (см. рис. 1). Предельное значение сжимающего напряжения, которое может передаваться через торец стыкуемых стержней при различной $t_{ш}$, удовлетворительно описывается уравнением

$$\sigma_s^III = \left(1 - \frac{1 - 0,000083 R_{ш}^2 + 0,0108 R_{ш} + 0,05 - \frac{t_{ш} - 3}{d_s} \right) R_{sc, red}. \quad (2)$$

На рис. 2 приведены зависимости,

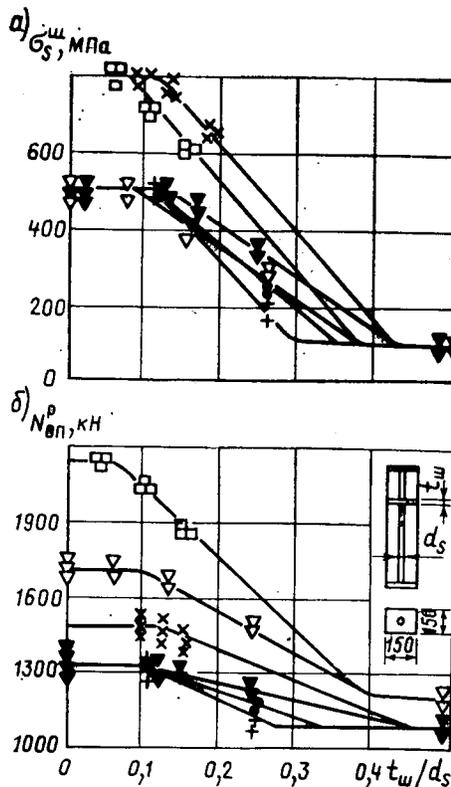


Рис. 1. Зависимость напряжений в продольной арматуре в сечениях вблизи шва (а) и разрушающих нагрузок (б) от толщины шва и прочности раствора

+ — $\varnothing 25$ Ат-IV, $R_{ш} = 10$; ∇ — $\varnothing 25$ Ат-IV, $R_{ш} = 30$; ∇ — $\varnothing 40$ Ат-IV, $R_{ш} = 30$; \bullet — $\varnothing 25$ Ат-IV, $R_{ш} = 16$; \times — $\varnothing 25$ Ат-VI, $R_{ш} = 30$; \square — $\varnothing 40$ Ат-VI, $R_{ш} = 30$ МПа

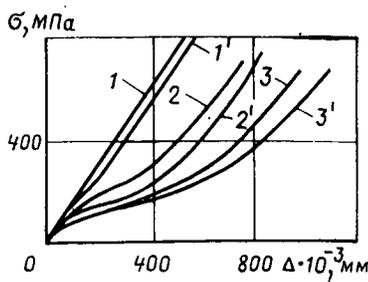


Рис. 2. Зависимость «напряжения — перемещения» раствора швов между торцами стержней продольной арматуры опытных образцов серии I ($R_{ш} = 30$ МПа, $d_s = \varnothing 40$ Ат-IV); 1, 1' — $t_{ш} = 2$ мм; 2, 2' — $t_{ш} = 4$ мм; 3, 3' — $t_{ш} = 6$ мм

построенные по результатам испытания образцов группы I ($R_{ш} = 30$ МПа, $d_s = \varnothing 40$ Ат-IV). Для остальных образцов они имеют аналогичный характер. При $t_{ш}/d_s < 0,1$ зависимость носит линейный характер на всем промежутке деформаций вплоть до разрушения зоны стыка.

Для всех групп образцов при $t_{ш}/d_s > 0,1$ выявлена общая закономерность — при $\Delta \leq 100 \times 10^{-3}$ мм отмечалась линейная зависимость между напряжениями σ_s^w и перемещениями Δ , затем резко уменьшался угол наклона графика к оси, что объясняется, очевидно, интенсивным уплотнением структуры цементного раствора. При $\Delta \approx 600 \times 10^{-3}$ мм угол наклона к оси увеличивался до первоначальной вели-

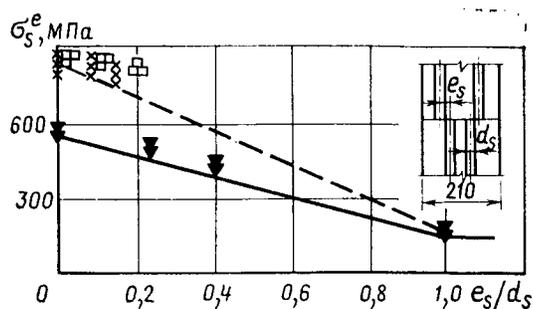


Рис. 3. Зависимость опытных напряжений в продольной арматуре в зоне стыка от несоосности стержней
□ — $\varnothing 40$ Ат-VI; x — $\varnothing 25$ Ат-VI; ▼ — $\varnothing 25$ Ат-IV

чины и оставался постоянным вплоть до разрушения образца.

На рис. 3 показана зависимость сжимающих напряжений вблизи зоны стыка в продольной арматуре для различных e_s/d_s . При этом напряжении при нагрузке $0,8 N_p^{оп}$ изменялись от 850 ($e_s = 0$) до 100...150 МПа ($e_s = d_s$). Предельное значение сжимающего напряжения, которое может передаваться через торец стыкуемых стержней при различном e_s , удовлетворительно описывается уравнением

$$\sigma_s^e = R_{sc, red} - \frac{(R_{sc, red} - 100) e_s}{d_s} \quad (3)$$

В случае если между торцами стыкуемых стержней установлена стальная пластинка, предельное напряжение,

которое может передаваться через нее, можно определить по формулам:

$$\left. \begin{aligned} &\text{при } \frac{d_s}{t_{п}} > 2,44 \\ &\sigma_s^п = \sigma_{п} \left(1 + 1,1 \ln \frac{2a'}{d_s} + \frac{1}{6} \frac{d_s}{t_{п}} \right); \\ &\text{при } \frac{d_s}{t_{п}} \leq 2,44 \\ &\sigma_s^п = \sigma_{п} \left(2 + 1,1 \ln \frac{2a'}{d_s} \right), \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

где $\sigma_{п}$ — предел текучести материала прокладки; a' — толщина защитного слоя продольной арматуры.

В случае установки стальных пластинок между торцами стыкуемых стержней влияние несоосности вертикальных осей в плане начинает проявляться при $e_s > t_{п}$. Толщину пластины предлагается принимать по формулам (4) при $e_s \leq t_{п}$.

Выводы

Экспериментальными исследованиями подтверждена возможность передачи сжимающих напряжений непосредственно через торец продольных стержней с использованием рассмотренных конструкций стыка. Это позволит создавать железобетонные колонны с удельной несущей способностью $R_c > 100$ МПа, что в несколько раз превышает удельную несущую способность колонн, применяемых для массового строительства многоэтажных зданий в настоящее время.

УДК 624.012.45.078.8

Б. С. РАСТОРГУЕВ, д-р техн. наук (МИСИ); С. В. ЦЕПЕЛЕВ, канд. техн. наук (Горьковский инженерно-строительный ин-т).

Перераспределение усилий в железобетонных конструкциях при малоцикловых воздействиях

Многие железобетонные конструкции в реальных условиях эксплуатации подвергаются многократно повторному действию нагрузок (снеговой, волновой, технологической в зданиях, силосах, бункерах, резервуарах и т. п.). При этом проявляются мало изученные и не отраженные в нормах расчета особенности деформирования и разрушения конструкций. Обычно экстремальные нагрузки во всех циклах принимают одинаковыми, однако иногда требуется учитывать редкие перегрузки в некоторых циклах. Прочность конструкции обеспечивается расчетом с

использованием пределов малоциклового усталости материалов, при наличии перегрузок следует учитывать сопротивление материалов, реализуемое в момент перегрузки. Прогрессирующее накопление неупругих деформаций в каждом цикле может нарушить условия эксплуатации. Поэтому необходимо установить условия, гарантирующие стабилизацию деформаций, когда после некоторого числа циклов нагружения возникают только упругие деформации, т. е. обеспечивается приспособляемость конструкции.

В МИСИ изучили приспособляемость

стержневых железобетонных конструкций [1, 2]. Предложены критерии приспособляемости по бетону и по арматуре [1, 3]. Первый критерий устанавливает для напряжений в бетоне сжатой зоны всех сечений конструкции ограничение

$$\sigma_b \leq R_{b, s} \quad (1)$$

где $R_{b, s}$ — предел малоциклового приспособляемости бетона, т. е. напряжение, при котором еще существует участок стабилизации петель пластического гистерезиса [4, 5]. При этом прочность бетона образца, разрушенного в

период стабилизации деформаций, называется выше R_b .

Приспособляемость по арматуре необходимо обеспечивать для статически неопределимых конструкций, в которых до разрушения развиваются пластические шарниры. При повторных нагружениях нагрузкой меньше предельной, но вызывающей, например, первый пластический шарнир, возможно нарастание пластических деформаций в арматуре, приводящее к разрушению конструкции.

Разрушение конструкции, армированной сталью с физическим пределом текучести, можно предотвратить, если совместно с условием (1) удовлетворяется критерий приспособляемости упругопластических конструкций, т. е. остаточные усилия после разгрузки уменьшают максимальные усилия при последующих нагружениях и напряжения в арматуре не выходят за предел текучести.

При испытании фрагмента сборной рамы выявлено, что перераспределение усилий при разгрузке существенно снижает остаточные усилия, ограничив возможности для приспособляемости по арматуре [1]. Установлено, что для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов $R_{b,s}$ в формуле (1) совпадает с получаемым при испытаниях бетонных призм [4, 5] ($R_{b,s} = 0,85 R_b$).

Для изучения приспособляемости испытали двухпролетные неразрезные балки сечением 10×16 см, пролетом 150 см [2], изготовленные из тяжелого бетона с $R_b = 37$ МПа, $R_{b,s} = 32$ МПа, $\epsilon_{bu} = 2 \cdot 10^{-3}$, $\epsilon_{b,s} = 1,5 \cdot 10^{-3}$; арматура $\varnothing 12, 14$ и 16 А-III с ярко выраженной площадкой текучести. Образцы имели два вида армирования: в соответствии с упругим расчетом ($\mu_{sup} = 0,011$, $\xi_{sup} = 0,158$; $\mu_L = 0,006$, $\xi_L = 0,116$) и перераспределенное ($\mu_{sup} = \mu_L = 0,0087$, $\xi_{sup} = \xi_L = 0,125$); μ , ξ — коэффициент армирования и относительная высота сжатой зоны для опорного и пролетного сечений.

Неразрезные балки загружали сосредоточенными силами, создаваемыми на рычажной установке в каждом пролете, на расстоянии 60 см от средней опоры. При одинаковых силах первый пластический шарнир (уровень загрузки $\eta_{pl,1}$) образовался над средней опорой, при разных силах — в более нагруженном пролете. Балка разрушилась после появления второго пластического шарнира (уровень $\eta_{pl,2} = 1$). После разгрузки балок с уровнями $\eta < \eta_{pl,1}$ остаточные усилия отсутствовали. Возникающие остаточ-

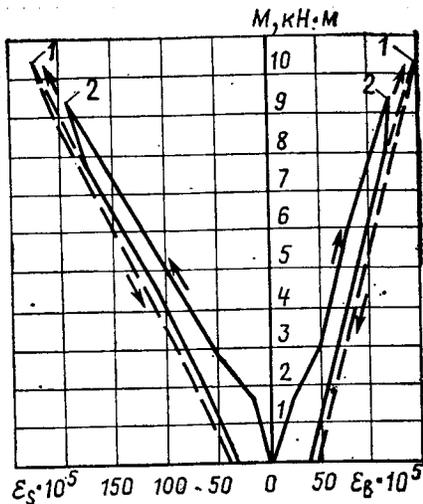


Рис. 1. Изменение деформаций арматуры и крайнего волокна сжатого бетона образца В.2.1-III
 — 1-й цикл нагружения; - - - 6-й цикл; 1 — $\eta = 0,81$ ($\eta_M = 0,89$); 2 — $\eta = 0,69$ ($\eta_M = 0,79$)

ные деформации бетона и арматуры почти не зависели от η и при полной разгрузке $\epsilon_{b,r} = (20 \dots 40) \cdot 10^{-5}$, $\epsilon_{s,r} = (25 \dots 50) \cdot 10^{-5}$ (рис. 1). Эти величины обуславливаются в основном остаточными деформациями бетона растянутой зоны. При повторных нагружениях до уровня $\eta < \eta_{pl,1}$ прирост деформаций на каждом цикле затухал и полное увеличение деформаций не превысило 10%.

При разгрузке образцов с уровнями $\eta_{pl,1} < \eta < \eta_{pl,2}$, когда развивался один пластический шарнир, появились остаточные изгибающие моменты (рис. 2), величину которых определяли по замеренным значениям опорной реакции крайней опоры. В первом пластическом шарнире знак остаточных моментов противоположен знаку момента. Поэтому при последующих нагружениях того же уровня пластический шарнир больше не возникал, что обеспечило приспособляемость балки по арматуре. Для образования пластического шарнира нагрузку необходимо увеличить, при этом повышается сопротивляемость конструкции к переходу в пластическую стадию. Остаточные изгибающие моменты увеличивались с ростом деформаций в первом пластическом шарнире и достигли 10...15% момента в конце нагружения.

Стабилизация деформаций балок, происходящая после 4...6 циклов нагружений, наблюдалась до уровня нагружения $\eta_s = 0,92$.

Установлено, что при уровне η_s деформации бетона в пластических шарнирах превышали деформации, соот-

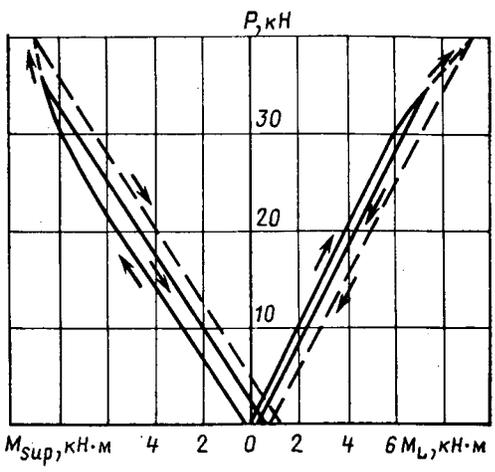


Рис. 2. Изменение опорного и пролетного изгибающих моментов в образце с перераспределенным армированием
 Условные обозначения см. рис. 1

ветствующие пределу малоциклового приспособляемости призм $\epsilon_{b,s}$. В результате анализа этих величин для характеристики приспособляемости по бетону предложен деформационный критерий

$$\epsilon_b \leq \gamma_{es} \epsilon_{bu} \quad (2)$$

$\gamma_{es} = 0,75$ для призм; $\gamma_{es} = 0,8$ для статически определимых конструкций; $\gamma_{es} = 1,3$ для сечений на опорах; $\gamma_{es} = 1,1$ для сечений в пролетах неразрезных балок. Увеличение деформаций в этих конструкциях связано со стесненным характером деформирования, при реализации нисходящей ветви диаграммы сжатия бетона.

Для максимальных значений критических сечения после n нагружений одного уровня получена экспериментальная зависимость

$$k_n = k_1 k_n \quad (3)$$

$$\text{где } k_n = 1 + \left[0,09 (n-1) - 0,015 \times \sum_{j=2}^n j \right] \eta_{M1}^2, \quad \eta_{M1} = \frac{M_m}{M_u};$$

M_m , M_u — максимальный в цикле и предельный момент в сечении; при $n > 6$ $k_n = K_6$.

Для расчета неразрезных балок диаграммы «момент — кривизна» элементов на ветвях разгрузки и повторных нагружений приняты линейными. При разгрузке использованы формулы СНиП 2.03.01-84 для обратимых ве-

личин кривизны и изгибающего момента:

$$\left. \begin{aligned} \kappa^* &= \kappa_n - \kappa; \\ M^* &= M_n - M, \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

где κ_n , M_n — значения соответствующих величин в конце предшествующего n -го нагружения.

Величины E_b и ν замсисны на $E_b^* = 1,7 E_b$ [1] и

$$\nu^* = \left[1,64 - \frac{0,55 (\eta_{M1} - \eta_{crc})}{1 - \eta_{crc}} \right] \nu;$$

$$\eta_{crc} = \frac{M_{crc}}{M_u};$$

M_{crc} — момент при образовании трещин.

Остальные величины в формуле (160) соответствуют значениям в начале разгрузки; по этой формуле определяют жесткость $B_n^* = M^*/\kappa^*$ на ветвях разгрузки n -го цикла. Жест-

кость элемента на ветви n -го ($n \geq 2$) нагружения

$$B_n = \frac{M_n - M_0}{\kappa_n - \kappa_{R, n-1}}, \quad (5)$$

где $\kappa_{R, n-1}$ — остаточная кривизна после $n-1$ -й разгрузки до момента M_0

$$\kappa_{R, n-1} = \kappa_{n-1} - \frac{M_{n-1} - M_0}{B_{n-1}^*}. \quad (6)$$

Сопоставление экспериментальных и расчетных величин показало, что их расхождение не превысило 20%.

Выводы

Критерии приспособляемости по бетону и арматуре гарантируют существование периода стабилизации деформаций конструкций.

Приспособляемость по арматуре обеспечивается для конструкций с последовательным развитием пластических шарниров.

Остаточные изгибающие моменты исключают появление пластических деформаций при последующих нагружениях одного уровня.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Яковлев С. К. Приспособляемость железобетонных конструкций при действии повторных кратковременных нагрузок: Автореф. дис. ... канд. техн. наук. — М., 1984. — 23 с.
2. Целев С. В. Экспериментальное исследование работы неразрезных двухпролетных балок при многократно повторных нагрузках. — М., 1986. — С. 22. — Деп. во ВНИИИС 15.11.86, № 7097.
3. Расторгуев Б. С., Яковлев С. К. Совершенствование метода расчета рамных каркасов при малоцикловых нагрузках. // Исследования каркасных конструкций многоэтажных производственных зданий. — М.; ЦНИИпромзданий, 1985. — С. 117—126.
4. Бабич Е. М., Погорелая А. П., Залесов А. С. Работа элементов на поперечную силу при многократно повторных нагружениях. // Бетон и железобетон. — 1981. — № 6. — С. 8—9.
5. Ставров Г. Н., Руденко В. В., Федосеев А. А. Прочность и деформативность бетона при повторных статических нагружениях. // Бетон и железобетон. — 1985. — № 1. — С. 33—34.

УДК 624.073:631.88:621.886.6

В. П. МИТРОФАНОВ, канд. техн. наук, В. В. ПОГРЕБНОЙ, инж. (Полтавский инженерно-строительный ин-т)

Расчет прочности шпоночных соединений

В настоящее время достаточно широко распространены шпоночные соединения панелей стен, ригелей с колоннами, сборно-монолитных и других конструкций. При этом прочность шпоночных стыков рассчитывают по формулам ВСН 32—77 [1], полученным эмпирически и обладающим некоторыми недостатками. Так, возможны частные зависимости с узкой областью применимости, ограниченной условиями проведения эксперимента. Поэтому такие формулы не всегда учитывают все факторы и не могут гарантировать оптимальность конструктивных решений. Кроме того, экспериментальные исследования железобетонных конструкций материалоемки и требуют больших трудозатрат. Это свидетельствует о необходимости обоснования достаточно общего метода расчета прочности, учитывающего сложное неоднородное напряженно-деформированное состояние разнообразных шпонок и шпоночных соединений. В этом отношении представляется перспективной теория пластичности бетона [2].

Изучение рассматриваемого вопроса предполагает последовательное исследование прочности отдельных шпонок и многошпоночных соединений.

Используя расчетный аппарат [2], найдены решения теории пластичности для различных случаев разрушения бетонных шпонок [3]. Теоретическая кривая прочности прямоугольных шпонок (рис. 1), состоящая из двух участков, соответствующих разрушению от смятия и от среза, позволяет определить оптимальное соотношение глубины к высоте шпонки $l/h \approx 0,25$, при котором ее прочность максимальная. Область применимости решений теории пластичности бетона ограничена некоторой граничной величиной $(l/h)_{lim}$, с превышением которой начинается хрупкое разрушение шпонки по растянутой зоне и происходит резкое отклонение опытной прочности от теоретической. При обжатии шпонок область применимости теории пластичности возрастает и $(l/h)_{lim}$ увеличивается.

Для экспериментальной проверки теоретической прочности прямоугольных шпонок испытали крестообразные образцы, нагруженные двумя равными силами, симметрично приложенными к боковым выступам-шпонкам по верхним горизонтальным граням. Верхняя грань ствола образцов была свободна от нагрузки, а к нижней опорной грани приклеивали эпоксидным компаун-

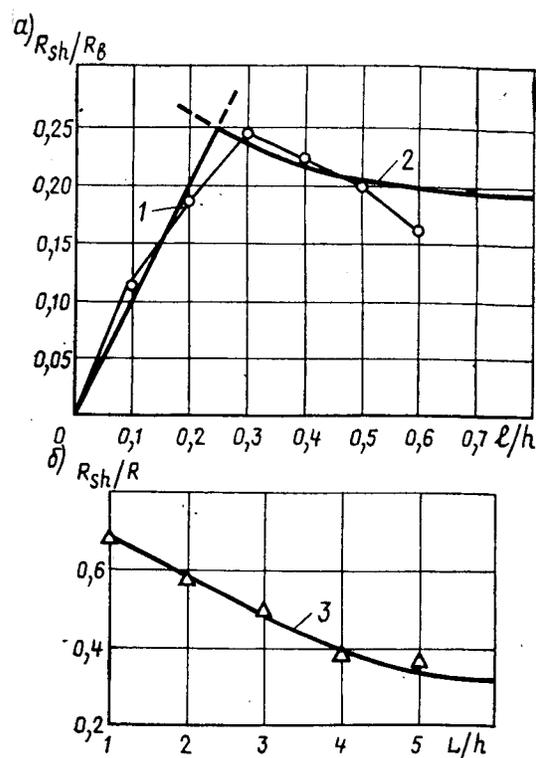


Рис. 1. Сопоставление опытной и теоретической прочности отдельных шпонок (а) и многошпоночных соединений (б)
1...3 — теоретические кривые; O, Δ — опытные точки авторов и по данным [4].

дом стальную пластинку толщиной 20 мм для усиления опорной части образцов. При этом использовали обычный тяжелый бетон с кубиковой прочностью 24,1, призменной прочностью 18,4 и прочностью на растяжение 1,9 МПа. В образцах варьировали основной параметр шпонок — $l/h = 0,1 \dots 0,6$ через 0,1. Испытали три образца при $l/h = 0,3$ и по два образца при остальных l/h .

Опытная кривая прочности проходит достаточно близко от теоретической при $l/h \leq 0,5$ (см. рис. 1). Граница применимости теории пластичности к расчету прочности прямоугольных шпонок соответствует $(l/h)_{lim} = 0,5$. В интервале $l/h \leq 0,5$ среднее отношение опытной прочности к теоретической $R_{sh}^{test} / R_{sh}^{calc} = 1,02$, коэффициент вариации этого отношения — 8,3%.

Важный результат проведенного исследования заключается в согласовании предлагаемого в [3] характера разрушения шпонок (см. рис. 1) с экспериментальными (рис. 2). Так, при $l/h \leq 0,2$ образцы разрушились согласно теоретическим предположениям от смятия верхней части шпонок при достижении сжимающими напряжениями призменной прочности. Поверхность разрушения при этом не пересекала всю высоту шпонок. В образцах с $l/h = 0,3 \dots 0,6$ разрушение произошло согласно источнику [3] по искривленной поверхности, пересекающей всю высоту шпонок. Отмечается четко выраженный сдвиг шпонок по вертикали относительно ствола образцов, что позволяет считать, что они разрушились от среза.

В многошпоночных стыках сопротивление срезу снижалось вследствие неравномерности нагружения отдельных шпонок [4], что указывает на сложный характер разрушения. При расчете прочности многошпоночных соединений с учетом влияния отмеченного фактора введены следующие предпосылки:

конструкции, образующиеся после сопряжения элементов посредством шпоночных стыков, рассматривают как составные стержни или пластинки [5] с абсолютно жесткими поперечными связями и деформируемыми связями сдвига, роль которых играют шпонки;

для шпонок, как связей сдвига, принимают диаграмму $\tau-\Delta$ упругопластического тела, отличающуюся тем, что длина площадки текучести ограничивается предельным сдвигом Δ_u , при превышении которого связь сдвига считается нарушенной и $\tau = 0$;

предельные касательные напряжения принимают равными прочности отдель-

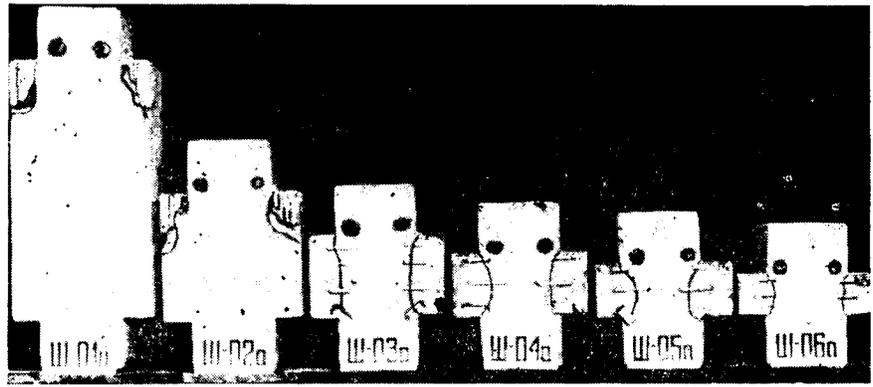


Рис. 2. Изменение характера разрушения шпонок в зависимости от их l/h

ной шпонки R_{sh} , полученной из теории пластичности бетона [3], и достигают R_{sh} при предельном упругом сдвиге Δ_{el} ;

составные конструкции рассчитывают по уточненной теории [5] с учетом диаграммы $\tau-\Delta$.

Изложенные положения позволяют находить в стыке напряжения τ и суммарное сдвигающее усилие Q_{sh} в зависимости от уровня нагружения стыка, характеризуемого сдвигом Δ_{max} в наиболее напряженной точке. Эпюры τ на длине стыка свидетельствуют о существенно неравномерном распределении усилия сдвига между шпонками. Получаемые при этом диаграммы $Q_{sh}-\Delta$ имеют начальный восходящий участок с максимумом $Q_{sh, u}$, за которым следует нисходящая ветвь, обусловленная ограничением величины пластического сдвига. Предельное состояние стыка наступает с достижением $Q_{sh, u}$ и в случае если нагрузку не снижать, в стыке начинается неустойчивое хрупкое разрушение. Наличие нисходящей ветви диаграммы $Q_{sh}-\Delta$ для шпоночных сопряжений установлено в [1].

В качестве примера расчета прочности с учетом неравномерности нагружения шпонок рассмотрим стык длиной L_{el} двух одинаковых стержней, нагруженных на концах силами, вызывающими сдвиг в плоскости стыка. Предельную нагрузку такого соединения определяют по формуле

$$Q_{sh, u} = R_{sh} \cdot b \times \left(L - L_{el} + \frac{2}{\lambda} t h \frac{\lambda L_{el}}{2} \right), \quad (1)$$

$$\text{где } \lambda = \left(\frac{2R_{sh} b}{E_b A_b \Delta_{el}} \right)^{1/2};$$

E_b, A_b, b — модуль упругости, площадь и ширина поперечного сечения стыкуемых стержней; L_{el} — длина участка упругой работы стыка:

$$\xi^2 - [1 + A(\xi)] \xi + A(\xi) - 4E_b A_b \frac{\Delta_u - \Delta_{el}}{R_{sh} b L^2} = 0;$$

$$\xi = \frac{L_{el}}{L};$$

$$A(\xi) = 1 + \frac{4}{\lambda L} t h \frac{\xi \lambda L}{2}.$$

Для проверки формулы (1) использовали результаты опытов [4]. Теоретическая прочность многошпоночных стыков, найденная таким способом, удовлетворительно совпадает с опытной (см. рис. 1). При этом сравнивали опытные R_{sh}^{test} и теоретические R_{sh}^{calc} предельные напряжения сдвига, усредненные на длине стыка. В среднем $R_{sh}^{test} / R_{sh}^{calc} \approx 1,02$, коэффициент вариации 6,28%.

Выводы

Теория пластичности бетона применима к расчету прочности шпоночных соединений при $l/h < 0,5$.

Оптимальное соотношение размеров прямоугольной шпонки $l/h \approx 0,25$.

Предложен метод расчета прочности многошпоночных стыков, позволяющий учесть неравномерность нагружения шпонок по длине соединения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Прочность и жесткость стыковых соединений панельных конструкций/Е. Горачек, В. И. Лишак, Д. Пуме и др. — М.: Стройиздат, 1980, 192 с.
2. Геинев Г. А., Киссюк В. Н., Тюпин Г. А. Теория пластичности бетона и железобетона. — М.: Стройиздат, 1974, 316 с.
3. Митрофанов В. П., Погребной В. В. О прочности некоторых бетонных элементов при срезе//Строительная механика и расчет сооружений. — 1988. — № 2. — С. 64—68.
4. Коровин Н. Н., Еськов В. С. Экспериментальное исследование шпоночных соединений ригелей с колонной//Бетон и железобетон. — 1965. — № 3. — С. 40—43.
5. Ржаницына А. Р. Составные стержни и пластинки. — М.: Стройиздат, 1986, 315 с.

Совершенствование методики расчета прочности элементов по наклонным сечениям

Расчет элементов без поперечной арматуры по СНиП 2.03.01—84 производят согласно условию (84), полученному в результате испытания балок с однозначной эпюрой изгибающих моментов в зоне действия поперечных сил, в зависимости от прочности бетона на растяжение R_{bt} , геометрических характеристик сечения b и h_0 , продольной силы N и относительной длины проекции c/h_0 наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента. Однако в промышленных, энергетических и гражданских сооружениях широко применяются элементы, работающие в условиях действия знакопеременных изгибающих моментов (железобетонные фундаментные плиты, балки на упругом основании, неразрезные балки и др.).

Экспериментальные исследования железобетонных элементов с двузначной (консольные балки) и однозначной (обычные балки) эпюрами изгибающих моментов в зоне действия поперечных сил свидетельствуют о различии несущей способности [1 ... 3].

Анализ опытных данных [1, 2] в зависимости от относительных величин пролета среза a/h_0 и изгибающих моментов M/Qh_0 позволил разработать предложения [4] по расчету прочности элементов по наклонным сечениям, учитывающие особенности их работы при наличии знакопеременной эпюры изгибающих моментов в зоне действия поперечных сил:

$$\left. \begin{aligned} Q_{b1} &= \frac{\varphi_1 \varphi_{sjn} F_b h_0}{c}; \\ Q_{b2} &= \frac{\varphi_2 \varphi_{sjn} F_b}{1 + \frac{M}{Q h_0}}, \end{aligned} \right\} (1)$$

где φ_1, φ_2 — численные коэффициенты; φ_{sjn} — коэффициент, учитывающий влияние продольной арматуры, нормальных трещин (строительных швов при возведении сооружений блоками) и продольных сил: $\varphi_{sjn} = \varphi_s \varphi_l (1 + \varphi_n)$; F_b — усилие в бетоне: $F_b = R_{bt} b h_0$.

Прочность железобетонных элементов считается обеспеченной, если выполняется одно из условий:

$$\left. \begin{aligned} Q_1 &\leq Q_{b1}; \\ Q_2 &\leq Q_{b2}, \end{aligned} \right\} (2)$$

где Q_1, Q_2 — поперечные силы, определяемые от внешней нагрузки, расположенной по одну сторону от рассматриваемого сечения при распорной и балочной работе элементов (1).

При сравнении опытов [1, 2] с расчетом по формулам (1) установлено лучшее их совпадение, чем при сопоставлении со СНиПами, отличающимися тем, что по СНиП 2.03.01—84 Q_b зависит от c/h_0 , а по СНиП 2.06.08—87 — от M/Qh_0 .

Следует отметить, что данные о прочности элементов по наклонным сечениям при $M/Qh_0 > 3$ (максимальная величина по СНиП 2.06.08—87) и одновременном действии продольных сил N и изгибаю-

щих знакопеременных моментов M в зоне действия поперечных сил Q практически отсутствуют.

В связи с этим в НИСе Гидропроекта исследовали железобетонные элементы (рис. 1) с $a/h_0 = 5,33$ и $M/Qh_0 = 2,28 \dots 6,3$ при $N/R_{bt} b h_0 = 0$; $0,58 \dots 1,09$ (сжатие) и $0,44 \dots 1,76$ (растяжение).

Балки размером $15 \times 30 \times 400$ см имели симметричное продольное армирование по 2 $\varnothing 18$ А-III, сопротивление арматуры соответствовало пределу текучести $\sigma_{st} = 452,4$ МПа, $R_b = 22,86 \dots 27,7$ МПа, $R_{bt} = 1,84 \dots 2,19$ МПа.

Относительная прочность изгибаемых балок (при $N=0$) по наклонному сечению $Q/R_{bt} b h_0$ составляла $0,55 \dots 0,61$ (см. рис. 1), что соответствовало $M/Qh_0 = 2,36 \dots 4,58$. Балки разрушились по наклонной трещине в пролете среза по направлению к силе, расположенной в пролете, или к опоре в зависимости от изменения l_i (см. рис. 1) с образованием продольной трещины вдоль арматуры, характеризующей разрушение сцепления с бетоном.

Растягивающие напряжения по показаниям тензорезисторов, наклеенных на арматуру, составили $(0,79 \dots 0,93) \sigma_{st}$.

Относительная прочность балок по наклонному сечению $Q/R_{bt} b h_0$ при действии продольной сжимающей силы и $N/R_{bt} b h_0 = 0,58 \dots 1,09$ составляла $0,73 \dots 0,8$ (см. рис. 1), что соответствовало $M/Qh_0 = 2,88 \dots 3,88$. Характер трещинообразования и разрушения оказался таким же, как у изгибаемых балок при уровне растягивающих напряжений в арматуре $(0,49 \dots 0,93) \sigma_{st}$.

Относительная прочность балок по наклонному сечению $Q/R_{bt} b h_0$ при действии продольной растягивающей силы $N/R_{bt} b h_0 = 0,44 \dots 1,76$ составляла $0,34 \dots 0,58$ (см. рис. 1), что соответствовало $M/Qh_0 = 2,28 \dots 6,3$. Трещинообразование балок характеризовалось образованием сквозных нормальных трещин в результате действия продольной растягивающей силы N , а разрушение — наклонной трещиной и нарушением сцепления арматуры с бетоном (рис. 2). Уровень растягивающих напряжений в арматуре — $(0,65 \dots 0,97) \sigma_{st}$.

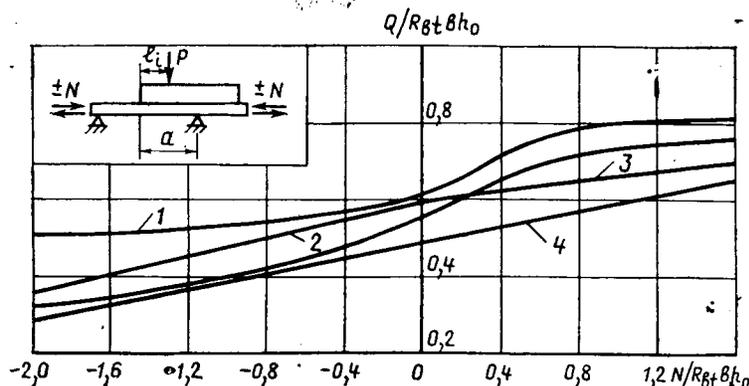


Рис. 1. Зависимость изменения относительных величин прочности элементов по наклонному сечению и продольной силы
1, 2 — по опытным данным при $M/Qh_0 = 2,28 \dots 3,65$ и $M/Qh_0 = 3,9 \dots 6,3$; 3 — по СНиП 2.03.01—84; 4 — по предложению автора

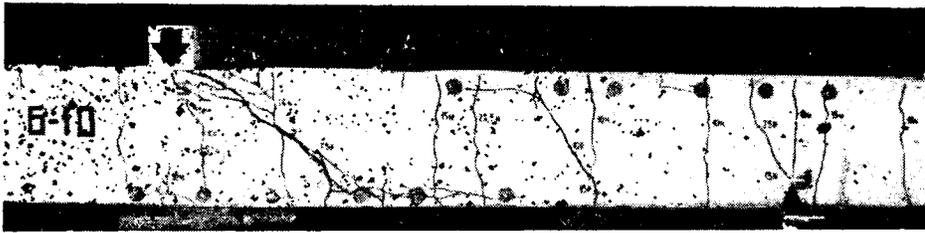


Рис. 2. Характер трещинообразования и разрушения балки при двузначной эпюре изгибающих моментов в зоне действия поперечных сил и продольных растягивающих сил

При сопоставлении опытных данных с расчетом по СНиП 2.03.01—84 (см. рис. 1) установлено, что $Q/R_{bt}bh_0$ по наклонному сечению по нормам при испытании балок на действие знакопеременных изгибающих моментов в зоне действия поперечных сил и продольных растягивающих сил находится между экспериментальными значениями, характеризующимися различной величиной M/Qh_0 .

В результате анализа установлено, что при $M/Qh_0 > 3,9$ разрушающая поперечная сила Q меньше расчетного поперечного усилия Q_b , т. е. $Q/Q_b < 1$ (рис. 3).

В соответствии с изложенным, расчет железобетонных элементов без поперечной арматуры на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине целесообразно скорректировать и производить по наиболее опасному наклонному сечению по формуле (1), принимая $\varphi_1 = 0,75$ [5]. При этом

$$c_2 \varphi_{sjn} F_b \leq Q_{bt} \leq (1 \dots 1,25) \varphi_{sjn} F_b.$$

Следует отметить, что верхнее ограничение поперечного усилия Q_{b1} , равное $\varphi_{sjn} F_b$ [4], рекомендуется принимать при $h \geq 60$ см в соответствии со СНиП 2.06.08—87, в котором расчетная величина Q_b уменьшается в 1,2 раза. Нижнее ограничение Q_{b1} получено исходя из анализа формул для определения поперечных усилий Q_{b1} и Q_{b2} ($\varphi_2 = 1,05$) при пересечении кривых, соответствующих зависимостям (1), в точке, где $c_1/h_0 = MQh_0 = 2,5$, что соответствует расчету по условию (84) и

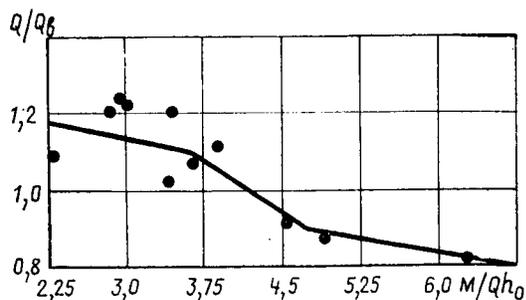


Рис. 3. Зависимость изменения относительных величин прочности элементов по наклонному сечению и изгибающего момента

зависимость $c_2 = f(h_0, l, \varphi_2, \varphi_{sjn}, R_{bt}, b, p)$, где l — пролет элемента; φ_2 — коэффициент, учитывающий характер заземления элементов: $\varphi_2 = 12$ для заделки.

Для практических целей в таблице приведены значения c_2/h_0 в зависимости от изменения c_1/h_0 и l/h_0 .

Формулы для нахождения c_1, c_2 аналогичны формуле (80) СНиП 2.03.01—84, что подтверждает правомерность их использования для расчетов по предлагаемой методике.

Применение физически обоснованного подхода к определению проекции наиболее опасного наклонного сечения c_2 на продольную ось элемента, работающего по балочной схеме, позволяет усовершенствовать методику расчета прочности конструкций. Например, определение c_2 позволяет учитывать влияние давления воды в наклонной трещине на прочность железобетонных конструкций, подверженных воздействию водной среды, и с большей степенью точности устанавливать действующую поперечную силу Q_2 .

Вывод

В результате анализа исследований железобетонных элементов по наклонным сечениям при совместном действии изгибающих моментов (двузначная эпюра), поперечных и продольных (сжимающих и растягивающих) сил разработаны предложения по расчету прочности, обосновывающие работу распорных (в зависимости от c/h_0), или балочных (в зависимости от M/Qh_0) элементов. Они направлены на совершенствование СНиП 2.03.01—84 и СНиП 2.06.08—87 с целью повышения надежности и экономичности конструкций.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Залесов А. С., Зиганшин Х. А. Исследование прочности по наклонным сечениям элементов с двузначной эпюрой изгибающих моментов//Поведение бетонов и элементов железобетонных конструкций при возведении различной длительности. — М.: НИИЖБ. 1980. — С. 55—65.
2. Зиганшин Х. А. Совершенствование метода расчета прочности по наклонным сечениям для элементов с двузначной и однозначной эпюрами изгибающих моментов//Новые исследования элементов железобетонных конструкций при различных предельных состояниях. — М.: НИИЖБ, 1982. — С. 74—83.
3. Васильев П. И. О сопротивлении изгибаемых элементов без поперечного армирования поперечной силой//Предельные состояния бетонных и железобетонных конструкций энергетических сооружений (Материалы конференций и совещаний по гидротехнике). — Л.: Энергоатомиздат, 1987. — С. 78—82.
4. Залесов А. С., Рубин О. Д. Расчет прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям на основе СНиП 2.06.08—87 и СНиП 2.03.01—84//Гидротехническое строительство. — 1988. — № 6. — С. 54—57.
5. Залесов А. С., Николаев В. Б., Рубин О. Д. Совершенствование методики расчета прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям//Гидротехническое строительство. — 1987. — № 12. — С. 39—42.

c_1/h_0	c_2/h_0 при l/h_0		
	6	9	12
0,5	1,20	1,7	2,2
1,0	1,40	1,9	2,4
2,0	1,95	2,6	3,1
2,5	2,20	3,0	3,6

принятым в СНиП 2.03.01—84 ограничениям.

При определении коэффициента φ_{sjn} рекомендуется φ_s, φ_j и φ_n подсчитывать по формулам:

$$\varphi_s = 1 + 50 \mu_s \leq 2 \text{ [4]; } \varphi_j = 1,5 - \frac{l_j}{h},$$

где $0,75 < \varphi_j \leq 1$ [5]; l_j — расстояние между нормальной трещиной (строительным швом) и сечением, проходящим через конец наклонного сечения в сжатой зоне элемента, в пределах наклонного сечения; $\varphi_n = \pm 0,2 N/R_{bt}bh_0$; $\varphi_n \leq 0,5$ при действии продольных сжимающих сил; $\varphi_n \leq 0,8$ по абсолютной величине при действии растягивающих сил.

При сопоставлении опытных данных с расчетом по предложению автора (см. рис. 1) установлено достаточно хорошее их совпадение при обеспечении необходимого запаса прочности и надежности конструкций.

В общем случае расчета элементов конструкций рекомендуется, задавшись c , определить Q_{b1}, Q_{b2} и проверить условие прочности (2).

При действии на элементы распределенной нагрузки, а также при знакопеременной эпюре изгибающих моментов M в зоне действия поперечных сил Q длина проекций c_1 и c_2 наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента, работающего по типу распорного или балочного [4], отвечает минимуму функций $dQ_1/dc_1 = 0$ и $dQ_2/dc_2 = 0$, при этом в формуле (1) $M = p l^2 / \varphi_2 - 0,5 p c_2 (l - c_2)$, $Q = p (0,5l - c_2)$.

При распорной работе элементов c_1 подсчитывают по формуле

$$c_1 = h_0 \sqrt{\frac{0,75 \varphi_{sjn} R_{bt} b}{p}}$$

где p — интенсивность распределенной нагрузки.

При балочной работе элементов c_2 представляет собой функциональную

Об уточнении коэффициента учета влияния продольной силы на эксцентриситет

Коэффициент учета влияния продольной силы на эксцентриситет для сжато-изгибаемых и внецентренно сжатых бетонных и железобетонных стержней определяют по формуле (19) СНиП 2.03.01—84

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}, \quad (1)$$

где N — продольная сила в стержне; N_{cr} — условная критическая продольная сила, подсчитываемая по зависимостям (20) и (58) СНиПа для бетонного и железобетонного стержня.

Эти выражения получены по результатам многочисленных экспериментов и численных расчетов внецентренно сжатых бетонных и железобетонных стержней с различной гибкостью и эксцентриситетами приложения нагрузки.

Известно, что несущая способность внецентренно сжатых и сжато-изгибаемых стержней зависит от характера приложения поперечной нагрузки, т. е. от эпюры изгибающих моментов в стержне. Однако это обстоятельство не учитывается в действующих нормах и практике проектирования. Для примера рассмотрим три шарнирно опертых одинаковых стержня с равными значениями расчетных эксцентриситетов приложения нагрузки $e = M_{max}/N$; внецентренно сжатый; с распределенной поперечной нагрузкой $q(x)$, соответствующей первой (нижней) собственной форме (для стержня постоянной жесткости $q(x) = q_0 \sin \frac{\pi x}{l}$ и с сосредоточенной поперечной нагрузкой по середине пролета. Наименьшая несущая способность у первого стержня, а наибольшая — у третьего. Установлено, что внецентренно сжатый стержень обладает наименьшей несущей способностью по сравнению с другими случаями загрузки при одинаковых расчетных эксцентриситетах приложения нагрузки e . Поэтому формулы (19), (20) и (58), принятые в нормах, справедливы только для внецентренно сжатых стержней с равными по кон-

цам эксцентриситетами приложения нагрузки, а для других случаев нагружения стержней эти зависимости завышают η , что идет в запас надежности. Для железобетонных колонн, встречающихся на практике, $\eta = 1, 1, \dots, 1, 5$, но для очень гибких колонн $\eta > 2$. Поэтому уточнение значений η с учетом характера нагружения стержня может существенно уменьшить изгибающий момент M , определяемый по деформированной схеме, что позволит получить экономию арматуры и бетона.

Положим, что изгибная жесткость сечения EI железобетонного (бетонного) стержня постоянна по длине равна минимальному значению, видно, что принятое допущение занижает истинную жесткость и несущую способность стержня, т. е. идет в запас надежности. Из этого следует, что для железобетонного (бетонного) стержня и для стержня из упругого материала все собственные формы совпадают между собой, а все жесткости и критические нагрузки, пропорциональны

$$\frac{EI}{EI_y} = \frac{N_{crk}}{N_{ek}} = c, \quad (2)$$

где EI , EI_y — изгибные жесткости железобетонного (бетонного) и упругого стержня; N_{crk} , N_{ek} — то же критические нагрузки; C — коэффициент пропорциональности. Значение постоянной C можно определить на основе экспериментальных данных или численного расчета сжато-изгибаемых стержней с поперечной нагрузкой $q(x)$, искривляющей стержень по первой собственной форме. При отсутствии таких данных можно принять $c = N_{cr}/N_e$; N_{cr} определяется по формуле (20) СНиПа для бетонного стержня и по формуле (58) для железобетонного внецентренно сжатого стержня, N_e — первая (нижняя) критическая нагрузка, устанавливаемая по формуле Эйлера.

Это допущение эквивалентно замене стержня, искривляющегося по первой собственной форме на внецентренно сжатый. Такая замена занижает несущую

способность стержня, т. е. идет в запас надежности.

Коэффициент η для упругого стержня может быть представлен в виде бесконечного ряда*

$$\eta = \sum_{k=1}^{\infty} \frac{a_k}{1 - \frac{N}{N_{ek}}}, \quad (3)$$

где a_k — нормированные коэффициенты разложения эпюры изгибающих моментов в ряд по собственным формам, соответствующие k -той собствен-

ной форме: $\sum_{k=1}^{\infty} a_k = 1$.

В силу допущения (2) для железобетонного (бетонного) стержня

$$\begin{aligned} \eta &= \sum_{k=1}^{\infty} \frac{a_k}{1 - \frac{N}{N_{crk}}} = \\ &= \sum_{k=1}^{\infty} \frac{a_k}{1 - \frac{N}{c N_{ek}}}. \end{aligned} \quad (4)$$

Критические продольные силы N_{ek} с ростом k быстро увеличиваются и, начиная с некоторого значения $k=n$, величиной $N/c N_{ek}$ можно пренебречь. Поэтому для подсчета η с достаточной для практических целей точностью можно ограничиться вычислением лишь n первых критических нагрузок N_{ek} и соответствующих им коэффициентов a_k . При этом формула (4) примет вид

$$\begin{aligned} \eta &= 1 + \sum_{k=1}^n \left(\frac{a_k}{1 - \frac{N}{c N_{ek}}} - a_k \right) = \\ &= 1 + \sum_{k=1}^n \frac{a_k}{\frac{c N_{ek}}{N} - 1}. \end{aligned} \quad (4')$$

Для примера рассмотрим консольную стойку, нагруженную продольной силой N , а также поперечными сосредоточенной W и равномерно распределенной нагрузкой q (рис. 1). Изгибающий момент от поперечных нагрузок в стойке

$$M(x) = Wx + \frac{qx^2}{2}. \quad (5)$$

Критические нагрузки для сжатого консольного стержня

$$N_{ek} = \frac{k^2 \pi^2 EI}{4l^2}, \quad (6)$$

а формы потери устойчивости

$$y(x) = f \sin \frac{k \pi x}{2l}. \quad (7)$$

* Тимошенко С. П. Устойчивость упругих систем. — М.: Гостехиздат, 1955, 37 с.

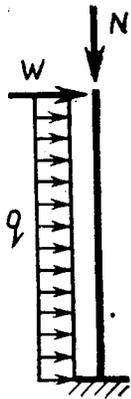


Рис. 1. Сжато-изгибаемая консольная стойка

Разложим изгибающий момент $M(x)$ в ряд по собственным формам

$$M(x) = \sum_{k=1}^{\infty} M_k \sin \frac{k \pi x}{2l}, \quad (8)$$

где M_k — коэффициенты ряда.

Поскольку синусоидальный ряд (8) является частным случаем рядов Фурье, то коэффициенты M_k найдем по формулам для ряда Фурье: $M_{2k} = 0$;

$$M_{2k-1} = \frac{2}{l} \int_0^l M(x) \sin \frac{(2k-1) \pi x}{2l} dx. \quad (9)$$

После подстановки и преобразований

$$\begin{aligned} M_{2k-1} &= \frac{2W}{l} \int_0^l x \sin \frac{(2k-1) \pi x}{2l} dx + \\ &+ \frac{q}{l} \int_0^l x^2 \sin \frac{(2k-1) \pi x}{2l} dx = \\ &= \frac{2W}{l} \left[\frac{4l^2 \sin \frac{(2k-1) \pi x}{2l}}{(2k-1)^2 \pi^2} - \right. \\ &\quad \left. - \frac{2l x \cos \frac{(2k-1) \pi x}{2l}}{(2k-1) \pi} \right] \int_0^l + \\ &+ \frac{q}{l} \left[\frac{8l^2 x}{(2k-1)^2 \pi^2} \sin \frac{(2k-1) \pi x}{2l} - \right. \\ &\quad \left. - \left(\frac{2l x^2}{(2k-1) \pi} - \frac{16l^3}{(2k-1)^3 \pi^3} \right) \times \right. \\ &\quad \left. \times \cos \frac{(2k-1) \pi x}{2l} \right] \int_0^l = (-1)^{k-1} \times \\ &\quad \times \frac{8Wl}{(2k-1)^2 \pi^2} + \frac{8ql^2}{(2k-1)^2 \pi^2} \times \\ &\quad \times \left[(-1)^{k-1} - \frac{2}{(2k-1) \pi} \right]. \quad (9') \end{aligned}$$

Найдем коэффициенты a_k ряда (4) для наиболее напряженного сечения колонны (у заделки), принимая $W = ql^2/4$:

$$\begin{aligned} a_{2k} &= \frac{M_{2k} \sin k \pi}{M(l)} = 0; \\ a_{2k-1} &= \frac{M_{2k-1} \sin \frac{(2k-1) \pi}{2}}{M(l)} = \\ &= \frac{(-1)^{k-1} 10q l^2 \times \rightarrow}{\rightarrow \times \left[(-1)^{k-1} - \frac{1,6}{(2k-1) \pi} \right]} \quad (10) \\ &= \frac{(2k-1)^2 \pi^2 \left(Wl + \frac{q l^2}{2} \right)}{40} \times \\ &\quad \times \left[1 + (-1)^k \frac{1,6}{(2k-1) \pi} \right], \end{aligned}$$

где $a_2 = a_4 = a_6 = a_8 = 0$; $a_1 = 0,6629$; $a_3 = 0,1756$; $a_5 = 0,0485$; $a_7 = 0,0296$.

Подставляя эти значения в формулу (4), получим

$$\begin{aligned} \eta &\approx 1 + \frac{0,6629}{\frac{N_{cr}}{N} - 1} + \frac{0,1756}{\frac{9N_{cr}}{N} - 1} + \\ &+ \frac{0,0485}{\frac{25N_{cr}}{N} - 1} + \frac{0,0296}{\frac{49N_{cr}}{N} - 1}. \quad (11) \end{aligned}$$

Зависимость коэффициента η учета влияния продольной силы на эксцентриситет от N/N_{cr} показана на рис. 2. Для сравнения там же дан график зависимости η от N/N_{cr} , построенный по формуле (1), принятой в нормах.

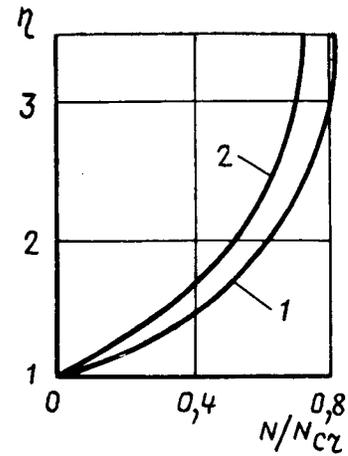


Рис. 2. График зависимости η учета влияния продольной силы на эксцентриситет от N/N_{cr}

Например, при $N/N_{cr} = 1/3$ по нормам $\eta = 1,5$, а по формуле (4) — 1,339. При этом значение η , а следовательно и изгибающего момента, определенного по деформированной схеме в расчетном поперечном сечении колонны, уменьшается в данном случае на 10,7%.

Для крановых цехов можно ожидать еще большего снижения η по сравнению с нормативным, поскольку крановая нагрузка искривляет раму в основном по высшим собственным формам.

Для реальных рам η можно вычислять на ЭВМ по имеющимся программам. Уточнение значений η по предлагаемой методике по сравнению со СНиПом позволит получить существенную экономию арматуры и бетона.

ЛЕГКИЙ БЕТОН НА ШЛАКОВОЙ ПЕМЗЕ

Рекомендуется для применения в стеновых изделиях и конструкциях зданий различного назначения, строящихся в металлургических центрах страны.

Бетон, приготовляемый с использованием в качестве крупного заполнителя гравиеподобной шлаковой пемзы и добавки тонкомолотого доменного граншлака, имеет умеренную поризацию. По своим теплотехническим свойствам подобен конструкционно-теплоизоляционному керамзитобетону и по сравнению с ним имеет:

- лучшую формуемость
- лучшую однородность
- расход цемента ниже на 10...15%
- себестоимость ниже на 7...9 р/м³
- теплоэнергозатраты (в расчете на 1 м³) ниже на 90 кг усл. топлива.

Разработчик: НИИЖБ Госстроя СССР.

Изготовитель: трест «Южуралметаллургстрой» Главюжуралстроя Минуралсибстроя СССР.

Важный источник вторичных материальных ресурсов

Гусев Б. В., Загурский В. А. **Вторичное использование бетонов.** — М.: Стройиздат, 1988. — 96 с. (Курсом ускорения науч.-техн. прогресса)

В общегосударственном материальном балансе строительного производства все возрастающее значение приобретает использование вторичных материалов, источником которых является переработка некондиционных строительных конструкций и изделий из бетона и железобетона, а также регенерация компонентов товарной бетонной смеси, оказавшейся непригодной по тем или иным причинам.

В промышленном производстве сборного бетона и железобетона (без строительных полигонов) ежегодно образуется более 2,5 млн. м³ бетонного лома, который скапливается на свалках, загрязняя окружающую среду. Кроме того, до 4% бетонной смеси общего объема ее производства составляют потери в процессе промывания бетоносмесителей и при возврате на предприятия неиспользованного товарного бетона.

В связи с ежегодным ростом объемов строительства в стране, разборкой изношенных или малоэффективных зданий и сооружений, накоплением бракованных бетонных и железобетонных конструкций встает задача утилизации этих отходов.

Актуальным вопросам вторичного их использования посвящена рецензируемая книга, в которой рассмотрены также технология получения и рекомендации по применению вторичных материальных ресурсов из некондиционного бетона. Авторы исследуют различные механизированные способы разрушения бракованных изделий — ударными методами, раскалыванием, резкой, дроблением, взрывом, с применением химических реактивов и др. В книге приводятся технические параметры различных отечественных и зарубежных средств механизации и оборудования для разрушения и переработки некондиционных железобетонных элементов — технологических установок первичного и вторичного дробления, фракционирования заполнителей из дробленого бетона, специализированных технологических линий и мобильных комплексов по переработке материалов и разборке зданий и др.

Прочностные характеристики бетонов с применением дробленого материала бракованных изделий ниже, чем у бетонов, полученных на традиционных каменных заполнителях. В то же время обширные исследования свойств вторичных продуктов переработки некондиционных бетонов, проведенные у нас и за рубежом, позволили, как это подчеркивается в книге, установить область применения этих продуктов, ввести государственный стандарт, регламентирующий применение дробленого бетона в качестве заполнителя бетонной смеси, а также разработать другие нормативные документы и рекомендации, связанные с утилизацией и использованием вторичных материалов.

Читатель найдет в публикации полезные сведения, характеризующие крупный и мелкий заполнитель из бетонолома, который принципиально отличается от первоначального материала.

Базируясь на результатах разносторонних экспериментов, авторы анализируют основные физико-механические свойства бетонов, приготовленных из продуктов дробления отходов строительных конструкций (прочность на сжатие, деформативность, морозостойкость), обосновывают экономичность активации щебня из дробленого бетона, его обогащения и фракционирования. Свойства эти наглядно подтверждают возможность и безусловную целесообразность применения вторичных бетонов, приготовленных на материалах дробления бетонного лома. Следует учесть также, что в результате переработки железобетонных отходов возвращается значительное количество арматурной стали, пригодной для дальнейшего использования.

Технико-экономический анализ централизованной переработки некондиционного бетона и железобетона позволил рекомендовать оптимальные расстояния расположения предприятий по переработке бетонолома от пунктов потребления его продукции при перевозках автомобильным и железнодоро-

жным транспортом и на конкретном примере показать экономическую эффективность замены природного каменного заполнителя щебнем, получаемым от дробления бракованных бетонных и железобетонных изделий.

Содержание рецензируемой книги позволяет считать, что использование вторичных материалов из дробленого бетона в промышленности строительных материалов все еще недостаточно широко распространено; объемы переработки бетонолома и использования его продуктов ниже, чем во многих капиталистических странах (США, ФРГ, Японии и др.).

Учитывая показанную авторами книги высокую эффективность использования продуктов переработки некондиционных бетонных и железобетонных изделий, требуется, очевидно, разработать и реализовать в пределах всей страны целый комплекс организационных, технических и технологических мероприятий, обеспечивающих конкурентоспособность заполнителя из дробленого бетона с природным щебнем. В книге убедительно доказывается необходимость осуществления таких мероприятий. Рецензируемая книга представляет практическую ценность и полезна специалистам проектных, научно-исследовательских и строительных организаций.

И. Г. ВЫПОВ, канд. техн. наук

Новые изобретения

А. с. 1454704 СССР, МКИ⁴ В 28 В 7/04. **Форма для изготовления изделий из бетонных смесей**/В. С. Орлов, В. А. Богачев, С. М. Фитерман и др. (СССР); СКТБ Главмосинжстроя при Мосгорисполкоме.

А. с. 1454711 СССР, МКИ⁴ В 28 В 11/14. **Устройство для резки сырца ячеистого бетона**/В. Б. Кремерман, Н. П. Сажнев, В. А. Сигитов и др. (СССР); НИПИсилкатобетон.

А. с. 1454807 СССР, МКИ⁴ С 04 В 28/22. **Керамзитобетонная смесь**/А. К. Гармуте, Б. А. Валинчене, Г. Э. Акялис, В. Л. Гимкус (СССР); Каунасский политехнический ин-т.

А. с. 1454811 СССР, МКИ⁴ С 04 В 38/10. **Пенообразователь для изготовления теплоизоляционного пенобетона**/Н. В. Близиюк, В. А. Мартыненко, Р. В. Пчелов, И. И. Марон (СССР); Днепропетровский инженерно-строительный ин-т.

* См.: Открытия. Изобретения. — 1989.

Семинар по снижению металлоемкости сборного железобетона

В марте 1989 г. в Московском доме научно-технической пропаганды им. Ф. Э. Дзержинского проходил семинар на тему «Пути снижения металлоемкости сборного железобетона и совершенствование технологии производства арматуры».

Семинар был организован секцией строительных материалов МДНТП, рядом НИИ и проектных организаций. В нем участвовало более 200 человек из 42 городов страны. Заслушан и одобрен 21 доклад, сгруппированный по пяти разделам тематики семинара.

В первом разделе несколько докладов было посвящено общим вопросам снижения материалоемкости.

В докладе д. т. н. Цейтлина С. Ю. (НИПТИ «Мосмаш») рассмотрены основные направления снижения металлоемкости сборного железобетона и приведены примеры решения в Москве этой задачи, позволившие получить экономию многих тысяч тонн стали при изготовлении самых разнообразных изделий — колонн, свай, плит, ригелей, инженерных конструкций подземных сооружений, конструкций для строительства метрополитена. Снижение расхода стали проходило, как правило, с пересмотром конструкции армирования и повышением технологичности изделий. Особо рассмотрено влияние проводимых мероприятий на цену изделия. Отмечено, что организация, являющаяся инициатором и исполнителем мероприятий по снижению расхода стали, — завод, стройка, проектная организация или НИИ — должна получать соответствующую прибыль, которая должна образовываться стабильностью цен на изделия.

Доклад к. т. н. Гольдфайна Б. С., к. ф.-м. н. Шифрина Е. И. (ВНИИЖелезобетон), к. т. н. Щукина В. С. (КТБ Мосоргстройматериалы) посвящен применению ЭВМ при оптимизации армирования железобетонных изгибаемых элементов. Основным критерием оптимизации является стоимость изделия с учетом применяемых материалов и технологии изготовления. При решении задачи используются решения уже имеющихся аналогичных конструкций,

что позволяет упростить и ускорить получение результата.

В докладах к. т. н. Сапожникова Н. Я. (ЦНИИПромзданий) рассмотрены два близких вопроса, влияющих на расход стали в железобетоне: нормирование надежности железобетонных конструкций и анализ прочности и деформаций арматурной стали. Произведя статистическую обработку обширных опытных данных, автор получил весьма ценные рекомендации, которые будут способствовать более правильному проектированию и изготовлению экономичных по расходу стали железобетонных конструкций. Полученные результаты целесообразно учесть при корректировке норм проектирования.

Во втором разделе рассматривались преднапряженные конструкции.

Доклады к. т. н. Граница В. Г., Вильнера С. Н., Алиева А. Г., Дмитриевой О. А. (НИПТИ «Мосмаш»), Затрускина Ю. И. (КЖБИ) посвящены переводу на преднапряжение панелей малых пролетов, изготавливаемых на конвейерных станах с непрерывным процессом формования, в том числе с рассмотрением возможности натяжения арматуры как на внешние, так и на внутренние упоры форм. Особый интерес представляют опытные данные о более высокой, чем по нормам, точности натяжения коротких стержней при электротермическом методе. Эти материалы открывают широкие возможности экономии стали в многочисленных панелях перекрытий жилых зданий.

К. т. н. Светов А. А. (НИИЖБ), Бажанова В. А. (ЦНИИПромзданий), к. т. н. Садох В. Е. (НПТО «Белстройнаука») доложили о разработке и опытных исследованиях преднапряженных плит покрытий размерами 3×6 и 3×12 м со смешанным армированием сталью класса Ат-V и А-IIIв. Продольные ребра этих плит были армированы преднапряженным стержнем и одним ненапрягаемым стержнем, укороченным согласно эпюре моментов и входящим в состав арматурного каркаса. Особое внимание уделялось проверке опорных узлов ребер. В це-

лом достигается экономия стали порядка 3...11%, снижение стоимости — около 2,5 р. на 1 м³.

В докладах Гуревича Ю. С., Новицкого Б. Б. (завод ЖБИ № 18 ПО «Моспромжелезобетон»), Антонова В. П. (НИПТИ «Мосмаш») рассмотрено применение стали классов Ат-V и Ат-VI с гидромеханическим натяжением арматуры, разработанным на заводе ЖБИ № 18. Этот способ натяжения представляет собой синтез идей механического и электротермического натяжения. От первого взято применение домкратов, от второго — точная заготовка стержней с анкерами на концах и удлинение стержней при натяжении на заданную величину, которая обеспечивается автоматически падением фиксирующего элемента в специальное точно расположенное отверстие. Отказ от нагревания стержней позволил применять высокопрочную термически упрочненную сталь. В целом по заводу ежегодно экономится не менее 1000 т стали.

Третий раздел — конструкций без преднапряжения — представлен следующими докладами.

Доклад д. т. н. Холмянского М. М., к. т. н. Курилина В. В. (ВНИИЖелезобетон) был посвящен опыту оптимизации конструкции фасадного настила — распорки НРФ. На примере этой конструкции авторы рассмотрели ряд тонких вопросов работы арматуры: учет особенностей анкерной напрягаемой арматуры за наклонной трещиной, усиление анкерной этой арматуры, расчет опорного участка на совместное действие изгибающих моментов, продольной и поперечной силы, уточнение расчета изгибаемых элементов в середине пролета на основе учета сцепления арматуры с бетоном и т. п. В целом расход стали снижается на 25%. Методика, развитая в докладе, открывает широкие возможности для совершенствования и других конструкций.

К. т. н. Гордон А. Л. (Моспроект-2), Ринский М. М. (Моспроект-1) доложили об особенностях снижения металлоемкости ограждающих конструк-

ций каркасных зданий. Многообразие видов таких конструкций определило способы решения рассматриваемых вопросов. Оно велось путем применения новых методов расчета, учета совместной работы панелей стен с элементами каркаса, укрупнения монтажных элементов, совершенствования монтажных узлов, унификации арматурных изделий, закладных и соединительных деталей, использования стеклосеток и т. п.

Существенную роль играет упрощение формы изделий, снятие с производства малотиражных и мелких изделий.

В докладе к. т. н. Шапиро Г. И., Эйсмана Ю. А. (МНИИТЭП), к. т. н. Щукина В. С. (КТБ Мосоргстройматериалы) рассмотрены расчет и армирование стеновых панелей горизонтального формования с учетом экономической ответственности. Учитывается, что расчет панелей на условия кантования при снятии с формы может производиться при менее жестких требованиях, чем на условия эксплуатации. В работе приводятся статистические и экономические оценки условий возможного отказа панелей и показано, что количество арматуры, устанавливаемое в панелях, в этом случае уменьшается.

О снижении металлоемкости и улучшении изготовления арматуры конструкций для строительства Московского метрополитена говорилось в докладе к. т. н. Трусканова Б. И., Ярмолинского В. М. (НИПТИ «Мосмаш»), Курановой Е. И. (завод ЖБИ № 7). Были рассмотрены стеновые блоки и плиты перекрытий тоннелей, плиты перекрытий платформ, стеновые блоки пешеходных переходов. Благодаря уточнению расчетов и более технологичному конструированию арматуры, в частности к применению гнутых сеток, и опытной проверке принятых решений расход стали в изделиях снижен на 15...30%, существенно уменьшена трудоемкость.

Сокращению расхода арматуры в безнапорных трубах был посвящен доклад к. т. н. Тевелева Ю. А., Кинаровой О. Ю. (Союзводопроект) и к. т. н. Гольдфайна Б. С. (ВНИИжелезобетон). Произведено усовершенствование армирования стандартных труб. Установлено, что опытные величины ширины раскрытия трещин ниже расчетных. Это объясняется работой растянутого бетона над трещиной и более высокой трещиностойкостью стенок труб по сравнению с балочными элементами. Это позволяет, в ча-

стности, применять арматуру в виде одиночных каркасов. Разработаны также безнапорные ребристые трубы и трубы кессонного типа, в которых благодаря большей высоте сечений кольцевых элементов расход стали снижается в ряде случаев в несколько раз.

Четвертый раздел докладов относится к некоторым новым конструктивным решениям арматуры и способам ее изготовления.

Два взаимно связанных доклада были посвящены арматурным каркасам, получаемым способом гнутья.

В докладе Ерманка Е. З., Шапочникова А. Д., Уварова Р. Е. (НИПТИ «Мосмаш») описан универсальный гибочный станок ГУП-1 для производства многоугловых пространственных каркасов методом последовательной многопозиционной гибки, а в докладе Яровского Д. И. и Аликовой Г. К. (НИПТИ «Мосмаш») приведен пример армирования наружных стеновых панелей каркасами, изготовленными на этом станке. Использование разработанных конструктивных решений каркасов, в том числе замкнутых, образованных из плоских сеток способом гнутья на станке, позволяющем производить последовательно до 6 гибов, дает существенное снижение трудоемкости арматурных работ. В ряде случаев благодаря исключению отдельных распределительных и связующих стержней снижается также расход стали. Работа станка предусмотрена в автоматическом режиме.

В докладе Антонова В. П. и Сорокина В. Н. (НИПТИ «Мосмаш») рассмотрено эффективное подкосное армирование консолей колонн многоэтажного каркаса зданий, позволяющее существенно упростить изготовление арматуры и при этом использовать отходы, получающиеся при заготовке продольной арматуры колонн. Проведенные эксперименты показали надежность принятого нового приема армирования.

В докладе к. т. н. Весник И. И., Тухтаева Б. Х. (НИИЖБ), Гершанок Р. А. (ПИ-1) описаны узлы сопряжений строительных конструкций с колоннами с помощью штампованных закладных деталей. Приводятся данные экспериментов, показавшие достаточную прочность таких соединений.

Пятый раздел докладов был посвящен новым видам арматуры.

Был заслушан доклад д. т. н. Мадатяна С. А. (НИИЖБ) о современных путях снижения металлоемкости желе-

зобетонных конструкций, в котором приведены обширные данные, относящиеся к разработке, изготовлению и применению новых видов арматуры для железобетона, в том числе высоких классов, а также винтовой, стыкуемой муфтами, и др.

В докладе Падина О. И. (НИИЖБ) подробно рассмотрен опыт внедрения высокопрочной горячекатаной арматуры среднего сорта, проанализированы имевшие место трудности при сварке таких стержней и даны рекомендации, обеспечивающие получение качественных соединений.

К. т. н. Воронов Ю. И., Горелик Г. Л., Тейтельбаум А. М. (ВНИИжелезобетон) доложили о разработке и опыте внедрения облегченной высокопрочной проволоки с новыми эффективными профилями, основанными на многостороннем объемном обжатии. Это снизило ее обрывность и улучшило прочностные характеристики. Стало возможным снижение диаметра проволоки и получение существенной экономии стали.

Представляют интерес работы в области фибробетона. В докладе Гольдштейна В. М., к. т. н. Кондрашева Г. М. (КТБ НИИЖБ) и к. т. н. Королева К. М. (НИИЖБ) было сообщено об опытном изготовлении сталефибробетонных изделий методом набрызга. Описаны опыты с изготовлением плиток размером от 30×30 до 100×100 см. Предполагается, что этот способ может применяться при изготовлении тротуарных плиток, полов промышленных зданий, облицовочных плиток, экранов балконов и лоджий и т. п. Это позволит в ряде случаев снизить расход стальной арматуры.

Все доклады вызвали живой интерес участников семинара. В выступлениях отмечалась необходимость скорейшей передачи завершенных разработок на заводы. В резолюции, принятой на семинаре, содержался призыв к Госстрою СССР способствовать скорейшему включению в типовые проекты эффективных разработок, обеспечивающих снижение металлоемкости железобетона. Выражена также просьба о создании такого экономического механизма, который будет способствовать экономии стали на предприятиях и при разработке железобетонных изделий.

В целом проведенный семинар будет способствовать дальнейшей работе по экономии стали в железобетоне.

Председатель Оргкомитета семинара, д. т. н. С. Ю. ЦЕЙТЛИН, Ученый секретарь, инж. Г. К. АЛИКОВА

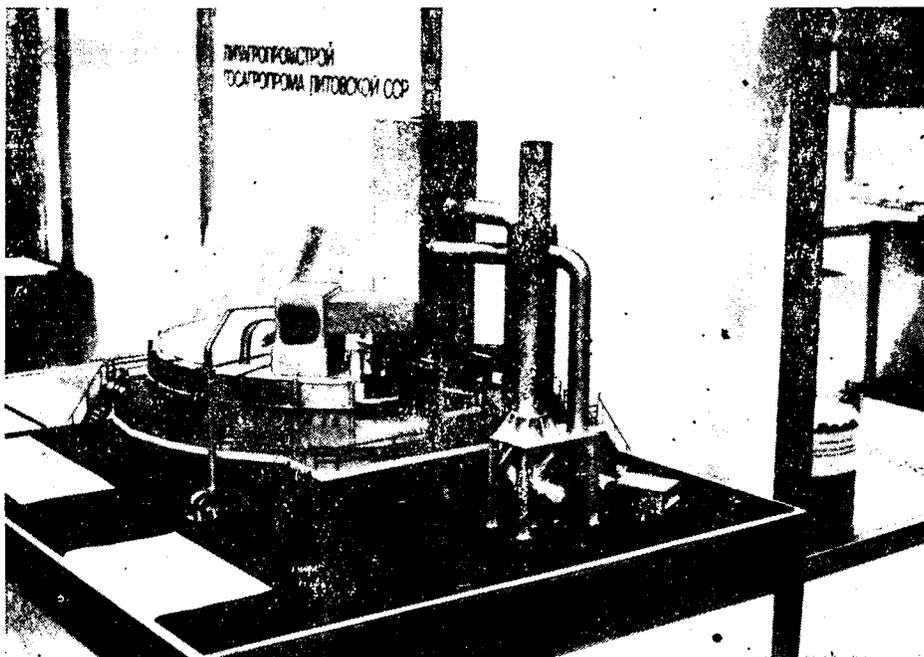
В московском выставочном комплексе на Красной Пресне в апреле текущего года состоялась организованная Всесоюзным объединением «Экспоцентр» Торгово-промышленной палаты СССР и Госстроем СССР 2-я Международная выставка «Экономия энергетических и материальных ресурсов в строительстве и производстве строительных материалов» — «Стройэкономия-89». В ней приняли участие более 200 организаций, предприятий и фирм из 19 стран: Австрии, Великобритании, ВНР, ГДР, Дании, Италии, Кувейта, Нидерландов, Норвегии, ПНР, СССР, США, Финляндии, Франции, ФРГ, ЧССР, Швеции, СФРЮ, Японии.

Доказывать значимость тематики выставки не приходится. В СССР, как, впрочем, и в других странах, строительство является одной из самых материалоемких отраслей. На его нужды у нас, например, ежегодно расходуется более 130 млн. т цемента, 125 млн. м³ железобетонных конструкций и деталей, почти 1 млрд. м³ нерудных материалов, каждая четвертая тонна вырабатываемого в стране металла, свыше 100 млн. м³ лесоматериалов. Подсчитано, что каждый процент экономии или снижения потерь материальных ресурсов в строительстве означает 600 млн. р. сэкономленных для народного хозяйства денег.

Разработки как советских участников выставки (более 120 организаций и предприятий), так и наших зарубежных коллег при надлежащей их реализации могли бы стать основой успешного решения проблемы экономии всех видов ресурсов в строительстве.

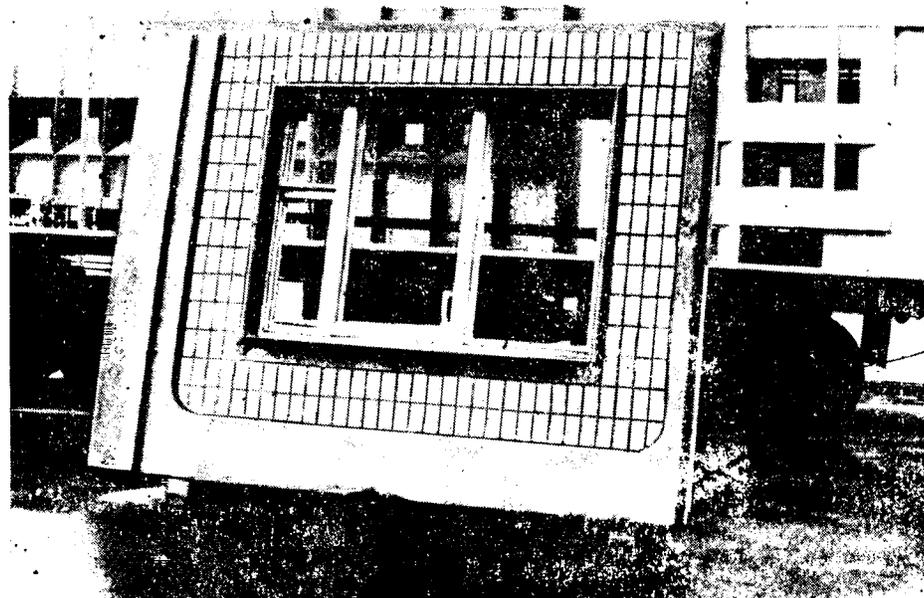
Для примера назовем лишь малую часть представленных на выставке экспонатов.

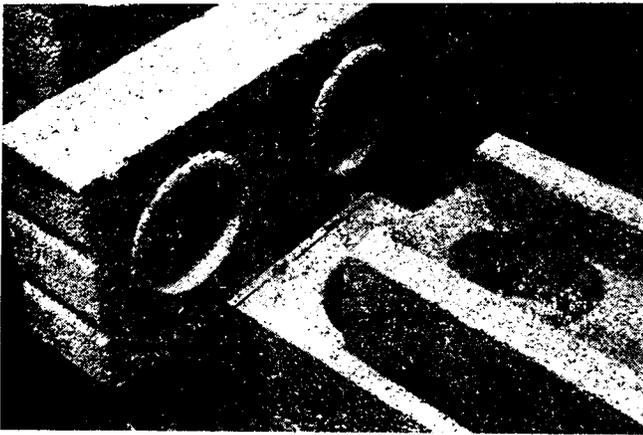
Значительную экономию средств дает показанный Мосстройкомитетом поливинилхлоридный декоративный вспененный стеновой материал для отделки сантехкабин, применение которого начато на Хорошевском заводе железобетонных изделий ДСК-1 вместо облицовки стен глазурованной керамической плиткой. Этот новый материал изготавливает производственное объединение «Стройпласт-



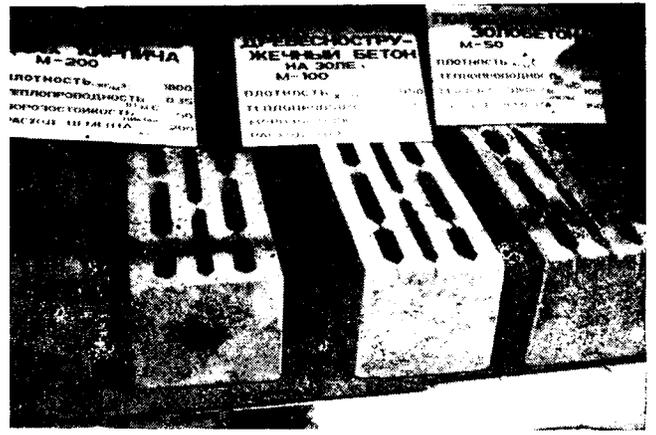
Керамзитобжиговый агрегат с кольцевой печью (макет). Проект разработан ЦНИИЭПсельстроем

Наружная трехслойная стеновая панель с комбинированным армированием. Разработчик Коммунарский горно-металлургический институт (УССР), изготовитель Коммунарский завод КПД

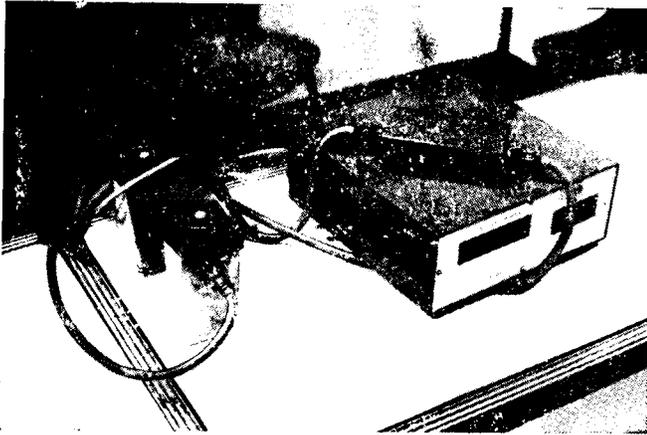




Мелкоблочные камни из керамзитобетона для сухой кладки (ЧССР)



Образцы бетонных изделий, выполненных с использованием отходов производства



Ультразвуковой прибор «Бетон-9КТ», предназначенный для контроля прочности бетона в бетонных и железобетонных изделиях и конструкциях в процессе твердения. Разработан ВНИИжелезобетоном

ванных установок индукционного нагрева. Применение новой технологии позволяет снизить расход топлива по сравнению с паропрогревом в 2...2,5 раза; повысить уровень автоматизации тепловой обработки, учета и контроля энергозатрат; повысить оборачиваемость форм и постов в 1,5...2 раза.

ВНИИжелезобетоном рекомендованы также эффективный пластификатор бетонной смеси ЛСТМ-2, суперпластификатор «40-03», способствующие, в частности, модификации свойств бетонных смесей и снижению расхода в них цемента. Среди других разработок этого института — эмульсионные смазки на восковых компонентах и технология их применения. Основой этих смазок являются нефтяные воски и отходы натуральных восков, имеющие пластическую структуру. Интерес специалистов вызвал малогабаритный ультразвуковой прибор для контроля прочности бетона в готовых бетонных и железобетонных изделиях и конструкциях, а также в эксплуатируемых сооружениях.

Много весьма интересной и способствующей экономии ресурсов в строительстве техники продемонстрировали зарубежные специалисты. Особенно отличились наши северные соседи — финские фирмы, показавшие эффективное оборудование и технологию для приготовления бетонных смесей на предприятии и в условиях стройплощадки, а также современные средства транспортирования и монтажа железобетонных конструкций.

Выставка помогла специалистам обменяться опытом и определить дальнейшие направления развития строительной индустрии, а также наметить пути экономии материальных ресурсов в строительной отрасли.

Г. Н. НУРМИЕВ, В. Л. ВОДОВОЗОВ
(фото)

масс» промазным способом в соответствии с ТУ 400-1/411-111-87.

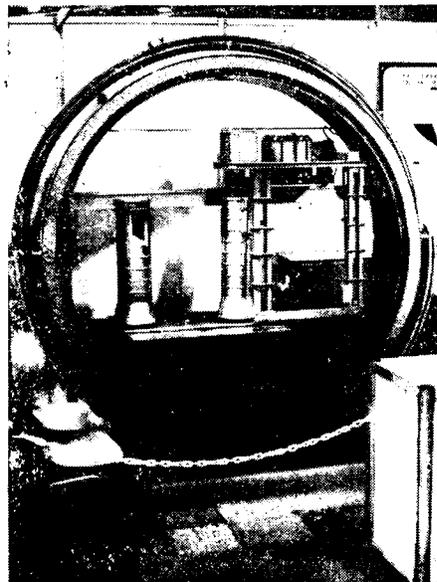
Среди многих экспонатов особый интерес специалистов вызвало оборудование и технология изготовления предварительно напряженных панелей перекрытий вместо ранее выпускавшихся изделий подобного назначения с армированием пространственными каркасами, трудоемкими в изготовлении и требующими больших производственных площадей.

Проектный институт № 2 Госстроя СССР представил разработки по оценке проектов объектов строительной индустрии, охватывающие производства сборного железобетона, крупнопанельного домостроения и др. Технологию изготовления объемных конструкций повышенной заводской готовности продемонстрировал НИИСК Госстроя СССР (Киев).

ВНИИжелезобетон Госстроя СССР предлагал электротехнологию термообработки железобетонных напорных труб с применением индукционного нагрева. Эта технология обеспечивает интенсификацию производства, снижение его металло- и энергоемкости, улучшение социальных условий труда. Новый метод

термообработки напорных труб заключается в ускоренном разогреве бетона с последующим кратковременным остыванием под давлением. Реализация метода осуществляется с помощью механизиро-

Индукционная установка ИП-250-П-И, предназначенная для термообработки железобетонных напорных труб с применением индукционного нагрева. Проект ВНИИжелезобетона





Свайные оголовники

На заводе ЖБИ № 4 Управления промышленных предприятий ТСО Новосибирскстрой в течение нескольких лет изготавливали свайные оголовники СОГ-1 и СОГ-2 для безростверковых свайных фундаментов, имеющие относительно высокую материалоемкость.

Свайные оголовники изготавливают следующим образом. Раму с закрепленными на ней пуансонами устанавливают на виброплощадку. Форму опускают на пуансоны, закрепляют к раме и смазывают. Затем устанавливают пространственные арматурные каркасы,

мол с использованием предложенных оголовников были представлены на ВДНХ СССР. Работники треста Спецстрой ТСО Новосибирскстрой, внедрившие безростверковые свайные фундаменты, удостоены медалей ВДНХ СССР.



Рис. 1. Железобетонные свайные оголовники ОС-1 и ОС-2

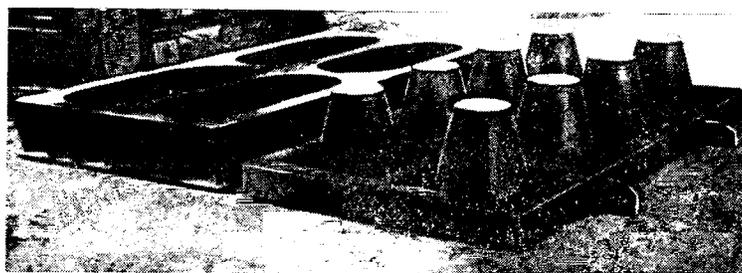


Рис. 2. Оснастка для изготовления свайных оголовников

Для устранения этого недостатка УПП совместно с заводом ЖБИ № 4 разработана новая конструкция свайных оголовников ОС-1 и ОС-2 (рис. 1). Объем бетона для ОС-1 в 2,07 раза меньше, чем для СОГ-1, а для ОС-2 в 1,75 раз меньше, чем для СОГ-2.

Разработаны также новая технологическая оснастка и технология их изготовления. Предложенная оснастка предельно проста (рис. 2) и состоит из устройства для образования сквозных отверстий, которое представляет собой раму с закрепленными на ней пуансонами, и съемной формы со стационарно закрепленным поддоном. Неразборная форма для ОС-1 рассчитана на одновременное изготовление восьми изделий, а ОС-2 — четырех. Поддон выполнен в виде стального листа толщиной 10 мм с отверстиями для пропуска пуансонов. Лист жестко соединен с бортами сваркой. Борты оснастки имеют технологический уклон 1:8, что позволяет без затруднений расплуживать оголовники свай после термообработки. Благодаря жесткому соединению поддона с продольными и поперечными бортами повышаются жесткость и долговечность формы, снижаются трудоемкость ее изготовления и эксплуатационные затраты.

укладывают бетонную смесь и уплотняют. Форму со свежееотформованными изделиями направляют на тепловлажностную обработку. Распалубка изделий осуществляется относительно легко из-за технологических уклонов граней формы.

Неразборные формы для оголовников свай ОС-1 и ОС-2 внедрены на заводе ЖБИ № 4 УПИ ТСО Новосибирскстрой. В 1984 г. безростверковые свайные основания для жилых до-

Перед массовым внедрением свайные оголовники ОС-1 и ОС-2 прошли исследование и испытание в СибЗНИИЭПе. Годовой экономический эффект от их внедрения составил 37,5 тыс. р.

К. Я. Витман, канд. техн. наук
(УПП ТСО Новосибирскстрой);
Ю. М. Крошкин, инж.
(Новосибирский филиал ЭКБ
(Минуралсибстроя СССР)

Новые изобретения

А. с. 1454812 СССР, МКИ⁴ С 04 В 40/02. Способ изготовления полимербетонных изделий /А. И. Карабаев, В. И. Соломатов, Ш. М. Махмудов (СССР); Среднеазиатский НИИ Иригации.

А. с. 1454813 СССР, МКИ⁴ С 04 В 41/63. Композиция для пропитки бетона /Г. М. Спивак, И. И. Ковалишин, С. Н. Лыс и др. (СССР); Калужский филиал ВНИПИ галургии.

А. с. 1454921 СССР, МКИ⁴ Е 04 В 1/38. Многоэтажное здание /В. Ф. Коновалов (СССР).

* См.: Открытия. Изобретения. — 1989.

А. с. 1454922 СССР, МКИ⁴ Е 04 В 1/38, 1/60. Стыковое соединение стеновых панелей с колонной каркаса здания /В. А. Гусев (СССР); Кировский политехнический ин-т.

А. с. 1454926 СССР, МКИ⁴ Е 04 С 2/46. Железобетонная панель /В. А. Критов, В. И. Скатынский, Е. И. Чикота и др. (СССР); НИИСК.

А. с. 1454927 СССР, МКИ⁴ Е 04 С 3/40. Строительная конструкция /А. А. Нилов, Л. И. Лавриненко (СССР); Киевский инженерно-строительный ин-т.

А. с. 1454928 СССР, МКИ⁴ Е 04 С 5/03. Арматурный стержень периодического профиля /И. П. Видишев, Ю. В. Гончаров, В. С. Радзинс и др. (СССР); Днепропетровский металлургический ин-т, Липайский металлургический завод «Сарканайс металлургс».

Поздравляем!

Постановлением коллегии Государственного строительного комитета СССР и президиума ЦК профсоюза рабочих строительства и промышленности строительных материалов за многолетнюю и успешную работу в области технологии вяжущих веществ, производства железобетонных строительных изделий и конструкций и подготовку кадров Почетной грамотой Госстроя СССР и ЦК профсоюза рабочих строительства и промышленности строительных материалов награжден профессор МИСИ им. В. В. Куйбышева, доктор технических наук **Александр Васильевич Волженский**.

Рефераты статей, опубликованных в номере

УДК 624.21.093:691.328

Колоколов Н. М., Цейтлин А. Л. Сборные железобетонные пролетные строения плитно-ребристой конструкции // Бетон и железобетон. — 1989. — № 10. — С. 4—6.
Рассмотрено развитие сборных неразрезных железобетонных пролетных строений системы ПРК-ЦНИИС, успешно примененных на отдельных крупнейших автодорожных и городских мостах с пролетами 32...63 м. — Ил. 2. — Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.073.001.5

Стронгин Н. С., Русишвили А. Ш. Легкобетонные плиты перекрытий с заполненными пустотами // Бетон и железобетон. — 1989. — № 10. — С. 6—9.
Описана новая конструкция междуэтажных перекрытий из легкобетонных плит с пустотами, заполненными в процессе формирования сыпучим материалом. Приведены результаты исследований напряженно-деформированного состояния таких плит. — Ил. 4, табл. 1. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 691.327:666.9.055

Граник Ю. Г. Ресурсосберегающие технологии при заводском производстве изделий полносборного домостроения // Бетон и железобетон. — 1989. — № 10. — С. 10—12.
Приведены результаты разработок эффективных способов заводского производства домостроительной продукции, позволяющие добиваться экономии цемента и стали при существенном повышении производительности труда. — Ил. 2, табл. 2. — Библиогр.: 2 назв.

УДК 624.012.45.042.5:539.384

Милованов А. Ф., Акимханов Н. Ж. Расчет наклонных сечений изгибаемых элементов из жаростойкого керамзитобетона // Бетон и железобетон. — 1989. — № 10. — С. 13—14.
Приведены экспериментальные данные о влиянии одностороннего нагрева до 800°C на работу наклонных сечений балок из жаростойкого керамзитобетона плотностью 1400 кг/м³. Установлено, что при использовании укороченных хомутов возможно образование криволинейной наклонной трещины, значительно снижающей прочность наклонного сечения. — Ил. 2.

УДК 69.057.43:624.075.23.012.45.04

Карнет Ю. Н., Четверкин А. Н. Сборные колонны высокой удельной несущей способности // Бетон и железобетон. — 1989. — № 10. — С. 15—16.
Рассмотрена возможность увеличения несущей способности железобетонных колонн за счет использования высокопрочной продольной арматурой в сочетании с косвенным армированием. Приведены результаты экспериментальных исследований прочности стыков без сварки рабочей арматуры. — Ил. 3. — Библиогр.: 1 назв.

УДК 624.012.45.078.8

Расторгуев Б. С., Цепелев С. В. Перераспределение усилий в железобетонных конструкциях при малоцикловых воздействиях // Бетон и железобетон. — 1989. — № 10. — С. 16—18.
Приведено обоснование критериев приспособляемости железобетонных конструкций. Экспериментально выявлены условия возникновения остаточных усилий, обеспечивающих приспособляемость конструкций по арматуре. Предложены приближенные зависимости для определения жесткости элементов при разгрузке и повторных нагружениях. — Ил. 2. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.073:691.88.621.886.6

Митрофанов В. П., Погребной В. В. Расчет прочности шпоночных соединений // Бетон и железобетон. — 1989. — № 10. — С. 18—19.
Получено удовлетворительное согласование с экспериментом теоретических форм разрушения и величин предельной нагрузки бетонных шпонок, найденных из решений теории пластичности бетона. Рекомендуются оптимальное соотношение размеров прямоугольных шпонок. Предложен метод расчета прочности многошпоночных соединений с учетом неравномерности нагружения шпонок. — Ил. 2. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.012.45.539.4

Рубин О. Д. Совершенствование методики расчета прочности элементов по наклонным сечениям // Бетон и железобетон. — 1989. — № 10. — С. 20—21.
Изложены результаты экспериментальных исследований элементов при действии двузначных изгибающих моментов в зоне действия поперечных сил и продольных (сжимающих и растягивающих) сил. Представлены предложения по расчету прочности, учитывающие армирование, наличие трещин и комплекс нагрузок на элементы и обосновывающие их работу по распорно-балочному типу. — Ил. 3, табл. 1. — Библиогр.: 5 назв.

УДК 624.071.3

Кузнецов Б. Н. Об уточнении коэффициента учета влияния продольной силы на эксцентриситет // Бетон и железобетон. — 1989. — № 10. — С. 22—23.
Принятая в нормах формула (19) для определения η получена в предположении, что стержни рамы искривляются по первой (нижней) форме. Однако в общем случае произвольной рамы и нагрузки стержни рамы искривляются по более сложной, смешанной форме. Учет этого обстоятельства позволяет получить существенную экономию материалов. — Ил. 2. — Библиогр.: 1 назв.

АГРЕГАТЫ НЕПРЕРЫВНОГО АРМИРОВАНИЯ

Позволяют механизировать и автоматизировать процесс создания предварительно напряженного арматурного каркаса железобетонных конструкций различного назначения.

Агрегат, представляющий собой автомат для навивки арматурного каната непосредственно на форму при изготовлении плитных конструкций, например многопустотного настила, по результатам приемочных испытаний рекомендован к серийному производству. Создает возможность сократить расход арматуры в 1,5...2 раза, трудозатрат на армирование в 3...4 раза.

Прошел заводские испытания агрегат для навивки без преднапряжения проволоки на вертикальную форму при изготовлении на кассетно-конвейерных линиях стеновых панелей жилых зданий.

Разрабатывается агрегат для навивки проволоки на форму при изготовлении панелей перекрытий жилых зданий с малым шагом несущих стен.

Разработчики: НИИЖБ Госстроя СССР, ПКТЭЧ ЦНИИСК Госстроя СССР, СКТБ Стройиндустрия Минсевзапстроя СССР.

CONTENTS

- Kolokolov N. M., Tseytlin A. L.* Precast reinforced concrete bay building of slab-ribbed structure
Strongin N. S., Rusishvili A. Ch. Lightweight concrete slabs of overlappings with filled voids
Granik Yu. G. Resources saving technologies for fabrication at plants of articles for full-precast house building
Milovanov A. Ph., Akimkhanov N. Zh. Calculation of oblique sections of bending elements from heat resistant keramsite-concrete
Karnet Yu. N., Tchetveurkin A. N. Precast columns of high specific bearing capacity
Rastorguev B. S., Tsepelev S. V. Re-distribution of efforts in reinforced concrete structures under low-cyclic action
Mitrophanov V. P., Pogrebnoj V. V. Calculation of strength of key joints
Rubin O. D. Improvement of methods of calculation of elements strength according to oblique sections
Kuznetsov B. N. Specification of accounting coefficient of influence of longitudinal force on eccentricity

CONTENU

- Kolokolov N. M., Tseytline A. L.* Les bâtiments en travées produits en béton armé préfabriqué d'une structure en dalles à nervures
Stronghine N. S., Roussichvili A. Ch. Les dalles en béton léger avec des vides remplis
Granik Yu. G. Les technologies économisant les ressources pour la production en usine des éléments de construction des maisons pleinement préfabriquées
Milovanov A. Ph., Akimkhanov N. Zh. Le calcul des sections obliques des éléments sollicités en flexion en béton réfractaire de kéramsite
Karnet Yu. N., Tchetverkine A. N. Les colonnes préfabriquées d'une haute capacité portante spécifique
Rastorgouev B. S., Tsepelev S. V. La ré-distribution des efforts dans les structures en béton armé sous les actions peu-cycliques
Mitrophanov V. P., Pogrebnoj V. V. Le calcul de la résistance des assemblages à clavettes
Roubine O. D. Le perfectionnement de la méthodologie de calcul de la résistance des éléments d'après les sections obliques
Kouznetsov B. N. Sur la précision du coefficient du contrôle de l'influence de la force longitudinale sur l'excentricité

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

Технический редактор *Е. Л. Сангурова*

Корректор *Н. А. Шатерникова*

Сдано в набор 14.08.89. Подписано в печать 26.09.89. Т-12977 Формат 60×90¹/₁₆. Печать высокая.
Бумага книжно-журнальная. Усл. печ. л. 4,0 Усл. кр.-отт. 4,75 Уч.-изд. л. 5,32 Тираж 13059 экз. Зак. 313

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

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

ХОНСТРУКЦИОННЫЙ ШЛАКОПЕМЗОБЕТОН ПОВЫШЕННОЙ ДОЛГОВЕЧНОСТИ

Предназначен для изготовления элементов жилых зданий (балконные плиты, панели крыш безрулонной кровли, лотки крыш и др.), инженерных сооружений (панели стен очистных сооружений) и дорог (бордюрные камни, тротуарные плиты), эксплуатирующихся в условиях циклического замораживания и оттаивания при постоянном или эпизодическом водонасыщении.

Шлакопемзобетон классов по прочности В20...В40 имеет марки по водонепроницаемости W8...W12, марки по морозостойкости F800...F1500.

В сравнении с равнопрочным тяжелым бетоном себестоимость ниже в среднем на 5,2 р/м³, масса — на 550 кг/м³, долговечность в среднем выше вдвое.

Годовой экономический эффект — 120 тыс. р.

Разработчики: НИИЖБ Госстроя СССР, ЦНИЛ ТСО «Липецкстрой» Минюгстроя СССР.

Изготовители: ДСК ТСО «Липецкстрой», ПО «Стройиндустрия», ТСО «Липецкстрой» Минюгстроя СССР.

НОРМОКОМПЛЕКС

ОПЕРАТОРА-ДЕФЕКТОСКОПИСТА

«АРМАТУРА-1»

Предназначен для выполнения работ с целью выявления дефектов сваркитипа трещин, непроваров, пор и шлаковых включений в стыковых соединениях стержней из арматурной стали классов А-II, А-III, Ат-IIIс и Ат-IVс, выполненных ванными и многослойными способами сварки в инвентарных формах, на скобах-накладках или без формирующих устройств при монтаже сборных и возведении монолитных железобетонных конструкций.

Технические характеристики и комплектность

Диаметр арматурных стержней, мм	20...80
Производительность контроля, стыков/ч	10
Питание: гальванические элементы типа 373, шт.	6
Напряжение, В	9
Температура окружающего воздуха, °С	25...40
Время непрерывной работы, ч	не менее 8
Цена нормоконспекта, р.	2000

Разработчики: КТБ НИИЖБ Госстроя СССР, Обнинский филиал треста Оргтехстрой-11.

Изготовитель: НПО «Прибор» Минавтосельхозмаша

УСТРОЙСТВО ДЛЯ МОНТАЖА И РЕМОНТА КАБЕЛЬНОГО СОЕДИНЕНИЯ ИЗ ЭЛЕКТРОИЗОЛЯЦИОННОГО ПОЛИМЕРБЕТОНА

Предназначено для изготовления электрических муфт, разделительных коробок, ремонта электрокабелей в несиловых системах энергоснабжения городов и сельских населенных пунктов.

Техническая характеристика электроизоляционного полимербетона

Плотность, не менее, кг/м ³	2300
Кратковременная прочность при сжатии, МПа	80...100
Удельное электрическое сопротивление:	
объемное, не менее, Ом·см	(6...9,5)·10 ¹²
поверхностное, не менее, Ом	4·10 ¹³
Пробивное напряжение, кВ/см	45...65
Водопоглощение в течение 1 года, %	0,15...0,25

Экономия от применения полимербетонной электроизолирующей муфты по сравнению с традиционным вариантом составляет 25 р. на одно изделие.

Разработчики: НИИЖБ Госстроя СССР, Сельэнергопроект Минэнерго СССР.

ПРИБОР ТИПА ПИН-8

Предназначен для контроля на заводах сборного железобетона и строительных площадках величины предварительного напряжения канатов, стержневой и проволочной арматуры методом поперечной оттяжки по ГОСТ 22362—77.

Техническая характеристика

Диаметр контролируемой арматуры, мм	3...22
База прибора, мм	800
Продолжительность одного замера, с	20
Погрешность измерений, не более, %	4
Питание	от аккумуляторных батарей Д-055
Форма представления результатов	цифровая
Масса прибора, кг	3
Габариты, мм	840×365×45

Разработчики: НИИЖБ Госстроя СССР, кооператив «НЕОФИТ».

Изготовитель: ЗОКиО ЦНИИСК Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР, кооператив «НЕОФИТ»

АДРЕС НИИЖБ ГОССТРОЯ СССР — 109389, МОСКВА, 2-Я ИНСТИТУТСКАЯ, Д. 6,
ТЕЛ.: 174-88-07.

ЛИТЬЕВАЯ ТЕХНОЛОГИЯ С ПРИМЕНЕНИЕМ СУПЕРПЛАСТИФИКАТОРА

На Владимирском заводе ЖБК освоено выпуск суперпластификатора С-3, с применением которого изготавливаются многопустотные железобетонные панели перекрытий, что позволяет сэкономить 9% цемента, и литой бетон для длиннономерных и ребристых конструкций.

Использование литой бетонной смеси повлекло изменение технологии. Разработана и изготовлена конструкция стенда размером $42 \times 3,6$ м с подогревом снизу. По всей площади стенда установлена быстросъемная бортоснастка. На стенде изготавливаются колонны и ригели серий ИИ-04 и 1.020, а также сваи. В любом месте стенда после демонтажа бортоснастки можно изготавливать другие изделия.

Бортоснастка для колонн сечением 300×300 мм и высотой этажа 3,3; 3,9; 4,2 м облегченная и выполнена из отдельных блоков, которые после сборки напрягаются специальным сквозным стержнем с резьбовыми соединениями. Бортоснастка для ригелей и свай выполнена в виде съемных рамок.

Бетонная смесь подвижностью 20...22 см подается в бетоноукладчик опрокидывающимся кубелем, установленным на бетоновозной галерее. На бетоноукладчике находится цилиндрическая емкость с конусом, оканчивающимся гибкой трубкой, которая при окончании укладки перегибается простым механическим устройством. Затем смесь подается к месту формования и распределяется по многоотсечным формам, формование осуществляется без виброуплотнения. После формования изделия заглаживаются, затем открытая поверхность их укрывается и производится тепловая обработка при конечной температуре бетона 60°C . Общий цикл термообработки 10 ч, что повышает оборачиваемость стенда в 1,5 раза в сутки. Производительность стенда 8 тыс. м^3 в год.

Применение литьевой технологии на стендах позволило исключить виброуплотнение бетонных смесей, повысить производительность формования в 5 раз, значительно сократить расход металла на бортоснастку, повысить гибкость технологии благодаря использованию быстросъемной оснастки, сэкономить 5...7 кВт·ч электроэнергии на 1 м^3 бетона, получить экономию пара за счет уменьшения цикла тепловой обработки, повысить культуру производства.

За дополнительными сведениями обращаться по адресу: 600020, г. Владимир, ул. Фрунзе, 88, ПТИ ПТО Владимирской системы.

МНОГОФУНКЦИОНАЛЬНАЯ ДОБАВКА В БЕТОНЫ И РАСТВОРЫ

Повысить подвижность бетонных смесей до литой консистенции, применить безвибрационную или маловибрационную технологию укладки бетона, снизить потребление электроэнергии и трудозатрат, уменьшить расход цемента при приготовлении бетонных смесей заданной марки можно и при отсутствии суперпластификатора. Для этого следует применять многофункциональную добавку в бетоны и растворы ЛТМ (лигносульфонаты технические модифицированные).

Организовать производство ЛТМ несложно в условиях КПП строительной организации. При этом используются отходы производства предприятий целлюлозно-бумажной и химической промышленности, что экономически выгодно и способствует сохранению чистоты окружающей среды.

Трест Мособлоргтехстрой Мособлстройкомитета заключает договоры на:

- передачу технических условий и рекомендаций по приготовлению и применению ЛТМ с оказанием технической помощи при их использовании
- разработку проектов установок (производств) для получения ЛТМ по техническим заданиям заказчиков
- монтаж (шефмонтаж) запроектированных установок с использованием оборудования и материалов заказчиков.

Стоимость работ — по калькуляции.

Обращаться: 101000, Москва, ул. Кирова, 24, стр. 3, трест Мособлоргтехстрой.

Т е л е ф о н 924-34-23, телекс 112942.