

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

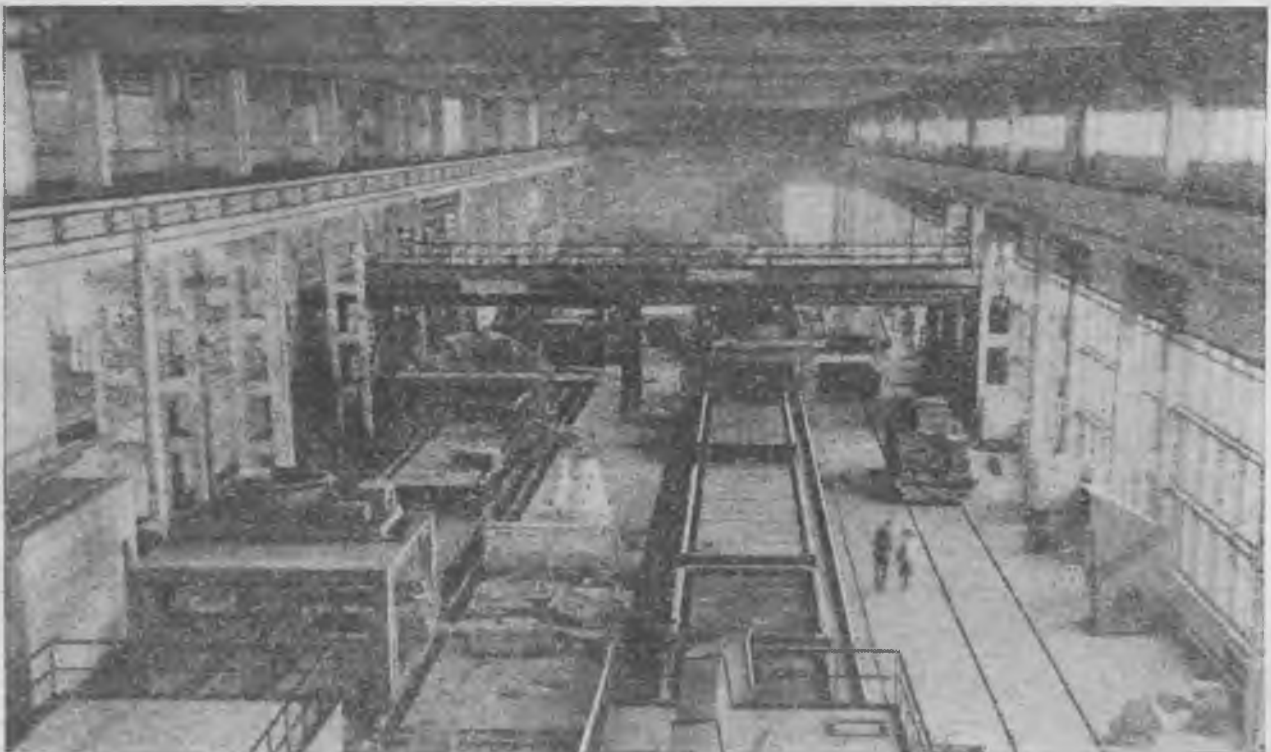
1 · 1981

С Новым годом, дорогие товарищи!

Редколлегия и редакция журнала «Бетон и железобетон» желают Вам крепкого здоровья и большого личного счастья. Пусть первый год одиннадцатой пятилетки ознаменуется для Вас новыми трудовыми успехами на благо нашей любимой Родины!

Общий вид формовочного цеха завода конструкций быстроремонтируемых зданий в г. Светловодске

(к статье Ю. С. Магарита, В. Н. Рейбекеля «Конвейерное производство крупноразмерных изделий»)



БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО КОМИТЕТА СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

ЕЖЕМЕСЯЧНЫЙ
НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ
И ПРОИЗВОДСТВЕННЫЙ
ЖУРНАЛ

ИЗДАЕТСЯ с апреля 1955 г.

Содержание

Навстречу XXVI съезду КПСС

Михайлов К. В. Направления технического прогресса в области железобетона в одиннадцатой пятилетке 2

Трибуна соревнующихся

Ануфриев Л. Н. Облегченные конструкции для сельского строительства 5

Конструкции

Светов А. А. Ребристые плиты покрытий с экономичным смешанным армированием 7

Корнев Н. А., Иванов И. А., Розенблюм А. Я. Двускатные плиты покрытий на пролет из керамзитобетона 9

Семченков А. С. Испытание сборных перекрытий, опертых по контуру 11

Усов Г. Н. Консольные подпорные стенки-оболочки 13

Чиненков Ю. В., Кузьмич Т. А., Полетаев В. В. Совершенствование армирования однослойных стеновых панелей 15

Ермуханов К. Е. О переходных формах между разрушением плит по наклонному сечению и их продавливанием 17

Бетоны

Шейкин А. Е., Добшиц Л. М. О связи критерия морозостойкости с реальной морозостойкостью бетонов 19

Черкинский Ю. С., Тараканов В. М. Исследование структурно-механических характеристик песчано-бетонных смесей 20

Русин С. П., Якишенко В. Ф. Прочность мелкозернистого шлакобетона при растяжении 22

Малинина Л. А., Королев К. М., Рыбасов В. П. Рациональный метод приготовления сталефибробетонной смеси 23

Арматура

Ганага П. Н. К учету работы высокопрочной арматуры за условным пределом текучести 24

Заводское производство

Магарит Ю. С., Рейбекель В. Н. Конвейерное производство крупноразмерных изделий 26

Ахвердов И. Н., Лукьянов В. П., Полейко Н. Л. Гидроимпульсная виброплощадка для уплотнения бетонной смеси 28

Вопросы качества

Камейко В. А., Грановский А. В., Левин Н. И., Алябьев И. А. Повышение прочности платформенных стыков 30

Фридман А. М., Павлов В. П., Гурова Г. Г. Экономическая эффективность ультразвукового контроля качества сварки закладных деталей 31

Афанасьев А. А. Эффективность импульсных режимов уплотнения смесей на пористых заполнителях 33

В помощь проектировщику

Баранова Т. И., Кузин А. В., Розенблюм А. Я., Залесов А. С. Совершенствование армирования консолей колонн зданий с мостовыми кранами 35

Кукша Л. Л., Жуков В. Г. Расчет прочности изгибаемых элементов по наклонным сечениям 37

Новожилов Г. Ф. Обеспечение бездефектного погружения свай 38

Теория

Крылов С. М., Гуца Ю. П., Абаканов М. С. Прочность статически неопределимых балок, армированных сталями без площадки текучести 40

Долговечность

Павлов В. И., Азизов П. Стойкость легких полимерсиликатных бетонов к солевой коррозии 42

Наши юбиляры

Шагинян С. Г. Армянскому НИИ строительства и архитектуры — 50 лет 43

Информация

Мошкина Т. П. Устройство бетонных полов методом вакуумирования 45

Зайцев Л. Н. Совещание по учету полной диаграммы работы бетона в расчетах конструкций 46

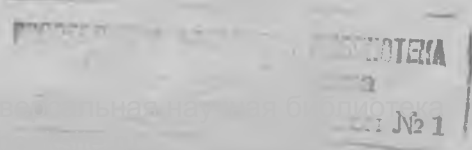
(310)

январь 1981



СТРОИТЕЛЬСТВО
АРМАТУРЫ
СТРОИТЕЛЬСТВУ

к в в



К. В. МИХАЙЛОВ, д-р техн. наук, проф. (НИИЖБ)

Направления технического прогресса в области железобетона в одиннадцатой пятилетке

В проекте ЦК КПСС к XXVI съезду Коммунистической партии Советского Союза «Основные направления экономического и социального развития СССР на 1981—1985 годы и на период до 1990 года» указано, что в промышленности строительных материалов, строительных деталей и конструкций объем продукции должен увеличиться на 17—19%. Предусмотрено преимущественное развитие производства изделий, обеспечивающих снижение металлоемкости, стоимости и трудоемкости строительства. Намечено наращивать выпуск прогрессивных железобетонных, металлических и деревянных клееных конструкций.

Основным конструктивным материалом в современном капитальном строительстве является железобетон во всех его разновидностях. Объем производства и применения железобетонных конструкций за XI пятилетку превысит 900 млн. м³. При таких масштабах особенно важно обеспечить ускоренный технический прогресс в этой области строительства. Поэтому коллегией Госстроя СССР в 1980 г. были восторонне рассмотрены и одобрены для массового применения в 1981—1985 гг. основные эффективные типы железобетонных конструкций для промышленного и жилищно-гражданского строительства.

Кроме дальнейшего расширения применения уже апробированных эффективных конструкций и лучшего использования созданного научно-технического потенциала, необходимо ускоренными темпами разрабатывать способы и пути дальнейшего снижения материалоемкости и энергоемкости железобетонных конструкций. Этому должен способствовать переход на программно-целевой метод планирования научно-технического прогресса.

В подготовленной Госстроем СССР целевой комплексной научно-технической программе по строительству на XI пятилетку значительное место уделено разработке и внедрению эффективных несущих сборных, сборно-монолитных и монолитных железобетонных конструкций для гражданских и производственных зданий и инженерных сооружений. При создании новых конструктивных форм предполагается шире использовать высокопрочные материалы, пространственную работу конструкций, последние достижения теории железобетона, высокопроизводительные технологические процессы.

В программе по каждому разделу намечены конкретные мероприятия с указанием ответственных исполнителей и сроков исполнения, охватывающие все этапы от научной разработки до практического применения новой техники в строительстве.

Важное значение в программе придается снижению металлоемкости железобетонных конструкций, имея в виду, что на этот вид строительства расходуется около 13 млн. т стали в год; удельный расход стали на 1 м³ железобетона в 1980 г. составил в среднем 70 кг. Как известно, основными путями снижения расхода стали в железобетоне являются: повышение прочностных свойств арматурных сталей, применение высокопрочных бетонов и совершенствование конструкций, в том числе предварительно напряженных.

В покрытиях производственных зданий взят курс на максимальное увеличение применения плит «на пролет» типа КЖС и П размерами 3×18 и 3×24 м. В легкой промышленности в покрытиях одноэтажных зданий намечено более широкое применение коробчатых настилов, особенно эффективных в зданиях текстильной промышленности. Колонны многоэтажных зданий будут совершенствоваться за счет применения высокопрочных бетонов марок 600—800 и высокопроч-

ной ненапрягаемой стержневой арматуры, использования метода центрифугирования; предусмотрено также применение преднапряженных колонн высотой на несколько этажей. Известно, что на закладные детали в сборном железобетоне расходуется более 600 тыс. т стали в год. Поэтому в программе предусмотрен комплекс работ, направленных на создание и внедрение изделий с малометаллоемкими стыками, в том числе применение штампованных закладных деталей, соединение арматурных стержней в стыках при помощи ванной сварки и др. Благодаря новым теоретическим разработкам созданы условия для упрощения армирования многупустотных плит перекрытий — этих наиболее массовых железобетонных изделий. За счет уменьшения поперечного армирования на опорных участках удается уменьшить расход стали в размере 0,4—0,5 кг на 1 м² перекрытия; увеличение максимально допустимого расстояния между стержнями рабочей арматуры позволило и в плитах малых пролетов эффективно применить предварительное напряжение с использованием более высокопрочной стержневой арматурной стали.

Надлежит практически использовать выявленное влияние предварительного напряжения на повышение условного предела текучести высокопрочной арматуры, что позволяет увеличить ее расчетное сопротивление до 10%. Для достижения этого эффекта необходимо повысить точность заданного напряжения при электротермическом способе, что надежно обеспечивается на разработанной полуавтоматической линии ДМ-2 с одновременным снижением трудозатрат на заготовку и натяжение арматуры многупустотных настилов.

На первых этапах внедрения высокопрочные бетоны марок 600—800 целесообразно применять в колоннах, фермах, большепролетных плитах, стропильных балках и сваях без изменения размеров их поперечных сечений. Это позволит использовать имеющуюся на заводах ЖБИ оснастку и получить максимальную экономию арматурной стали, которая в колоннах многоэтажных зданий может достигать 100 кг на 1 м³ изделия. Немаловажно то, что с разработкой отечественных суперпластификаторов создана возможность получения высокопрочных бетонов из портландцемента марки 500 с использованием существующих на заводах технологий.

Целевая комплексная программа предусматривает увеличение применения различного вида пространственных конструкций, отличающихся малой материалоемкостью. К ним относятся оболочки из унифицированных элементов и изгибаемых на монтаже плит, сборно-монолитные складчатые покрытия и шатровые перекрытия.

Большой технико-экономический эффект будет получен от внедрения железобетонных опорных конструкций под агрегатированное оборудование и предварительно напряженных стоек для виноградариков, потребность в которых исчисляется в миллионах штук.

В ряде случаев вместо металлических конструкций окажется более целесообразным применять сталежелезобетонные конструкции, как, например, брусковые элементы в каркасах зданий тепловых электростанций и шпренгельные фермы в сельскохозяйственных производственных зданиях.

Основным направлением индустриализации массового жилищного строительства является дальнейшее совершенствование и развитие крупнопанельного домостроения, удельный вес которого в государственном и кооперативном строительстве в 1985 г. составит примерно 63%. В целях значительно-

Во всех отраслях народного хозяйства последовательно проводить линию на более быстрое техническое перевооружение производства, создание и выпуск машин и оборудования, позволяющих улучшать условия труда и повышать его производительность, экономить материальные ресурсы.

Из проекта ЦК КПСС к XXVI съезду партии «Основные направления экономического и социального развития СССР на 1981—1985 годы и на период до 1990 года»

го повышения теплозащитных качеств зданий намечено расширение применения однослойных стеновых панелей из легких и ячеистых бетонов с уменьшенной объемной массой и повышенной заводской готовностью. Наибольшую экономию тепла могут дать трехслойные панели на гибких связях, однако рост их производства сдерживается ограниченными возможностями получения эффективного утеплителя.

В настоящее время в Советском Союзе в основном применяются конструктивно-теплоизоляционные легкие бетоны, используемые в наружных стенах. В XI пятилетке предполагается шире применить несущие элементы из конструкционного легкого бетона марки 200—400 с объемной массой 1400—1700 кг/м³. Это позволит комплексно выполнять все конструкции зданий из легкого бетона, добиваясь значительного снижения их массы с одновременным уменьшением расхода металла. В нашей стране имеется много районов, где нет хорошего крупного заполнителя и стоимость искусственного легкого заполнителя не дороже дальнотранспортного заполнителя для обычного бетона. Опыт городов Куйбышева и Ульяновска в комплексном применении легкого бетона показывает эффективность этого направления.

Предстоит расширить гамму применения искусственных пористых заполнителей и за счет улучшения их качества добиваться снижения объемной массы легких бетонов. Работы будут проводиться с керамзитоперлитобетоном, азеритобетоном, термзитобетоном, бетоном на трепельном гравии и др. Надо умножить усилия для более широкого применения пористого песка (перлитового, керамзитового), что позволит снизить объемную массу легкого бетона на 150—200 кг и производить стеновые панели с объемной массой 800—900 кг/м³.

В стенах промышленных зданий найдут применение предельно напряженные панели из легкого бетона марок 100—150, что позволит уменьшить их толщину или увеличить термическое сопротивление. Разработаны способы повышения коррозионной стойкости легких бетонов, что открывает возможности применения легкобетонных стеновых панелей в зданиях с агрессивной средой.

Весьма эффективным материалом для наружных стен зданий различного назначения является автоклавный ячеистый бетон, объемная масса которого может быть снижена до 600 кг/м³ при условии строгого соблюдения заданного технологического режима производства. Нанесение защитного покрытия на арматурные каркасы и на наружную поверхность стеновых панелей следует осуществлять в электрическом поле, что обеспечивает высокое качество и долговечность таких стен в процессе эксплуатации.

Широкое применение легких и ячеистых бетонов пониженной объемной массы способствует уменьшению значения основного недостатка железобетона — его большой массы.

Программой предусмотрен ряд работ, связанных с разработкой и внедрением конструкций из бетонов повышенной стойкости к агрессивным, тепловым и другим воздействиям.

Расширение применения конструкций из жаростойких бетонов в тепловых агрегатах позволит резко сократить потребность в огнеупорном кирпиче и индустриализировать этот вид строительства в первую очередь в нефтехимии, цветной металлургии и промышленности строительных материалов.

Непрерывно идет процесс создания и изучения конструкций из новых видов бетонов. К ним относятся полимербетоны, полимерсиликаты, кислотостойкие бетоны на основе

жидкого стекла, радиоэкранирующие бетоны и многие другие. Программой предусмотрены конкретные задания по расширению их применения.

Намечены также пути повышения долговечности железобетонных конструкций за счет холодной пропитки их мономерами и применения различных лакокрасочных покрытий.

Важным разделом комплексной программы является разработка бетонов с различными химическими добавками, позволяющими управлять свойствами бетонной смеси и затвердевшего бетона в конструкциях. В своей речи на октябрьском (1980 г.) Пленуме ЦК КПСС Л. И. Брежнев говорил об отставании химической промышленности от запросов народного хозяйства и необходимости преодолеть этот недостаток. При разработке комплекса мер по ускоренному развитию химической промышленности необходимо предусмотреть всеувеличивающиеся потребности строительства в различных химических добавках для бетона и в первую очередь организовать массовое производство суперпластификаторов, применение которых позволит внести коренные изменения в бетонную технологию.

Одновременно необходимо широким фронтом изыскивать и разрабатывать новые эффективные рецептуры суперпластификаторов и комплексных модификаторов, имея в виду расширение сырьевой базы для их изготовления и снижение стоимости конечного продукта.

Промышленность сборного железобетона требует существенной модернизации и реконструкции, так как технологические линии на многих заводах ЖБИ сильно изношены и морально устарели. В решении этой глобальной задачи строительной индустрии главная роль принадлежит Минстройдормашу, усилия которого должны быть подкреплены существенным вкладом строительных министерств. В комплексной программе предусмотрены работы по внедрению вибропротяжной, ударной, ударно-резонансной и роликовой технологиям; последняя специально предназначена для формования изделий из мелкозернистого бетона. Применение указанных технологий позволит существенно снизить трудоемкость формования изделий. Специальный раздел программы посвящен дальнейшей разработке конструкций и технологии изготовления низко- и высоконапорных труб диаметром от 4 до 7,5 м с использованием предварительно напряженной арматуры и бетона на напрягающем цементе. Такие трубы предназначаются для напорных водоводов гидроаккумуляторных электростанций и для большемасштабных систем мелiorации.

В XI пятилетке необходимо отработать все вопросы проектирования и изготовления таких труб с организацией их опытного производства.

В капитальном строительстве велик объем монолитного бетона и железобетона, укладку и уплотнение которого очень часто приходится осуществлять в экстремальных климатических условиях, при низких температурах на Севере и в районах Сибири, в жарком и сухом климате в южных республиках страны. Для ускорения набора прочности бетона в программе предусматриваются следующие мероприятия: применение форсированного электропрогрева, использование особо быстротвердеющих цементов и бетонов на напрягающем цементе. Самонапряженные конструкции особенно целесообразно применять там, где от сооружений требуется водонепроницаемость, так как при этом можно отказаться от устройства дорогой и сложной гидроизоляции (резервуа-

ры, отстойники, бассейны). Строители ждут от промышленности строительных материалов увеличения производства напрягающего и особо быстротвердеющего цемента.

В общественных и производственных зданиях часто приходится устраивать монолитные перекрытия, возведение которых можно индустриализировать путем применения в качестве внешней арматуры и опалубки стального профилированного настила. Разработка и внедрение такого конструктивного решения предусмотрены в комплексной программе.

Выше уже говорилось о том, что увеличение прочностных характеристик рабочей арматуры является основным способом экономии стали в железобетонных конструкциях. Сложившееся творческое содружество между научными организациями по строительству и металлургии с участием металлургических, метизных заводов и заводов сборного железобетона привело к значительным успехам в обеспечении капитального строительства высокоэффективными арматурными сталями. При их производстве широко применяется термическая обработка, позволяющая уменьшить потребности в дефицитных легирующих присадках. Однако имеющиеся возможности улучшения свойств арматуры далеко еще не исчерпаны, и в целевой программе имеется специальный раздел, посвященный совершенствованию арматурных сталей и сварочного оборудования, необходимого для индустриализации арматурных работ. Предусмотрены задания по выпуску и применению стержневой напрягаемой арматуры, свариваемой низколегированной классов А-V и А-VI, термически упрочненной свариваемой и коррозионстойкой арматурной стали класса Ат-V СК, несвариваемой класса Ат-VII. В качестве ненапрягаемой стержневой арматуры предполагается использовать термически упрочненную сталь, свариваемую классов Ат-IVС и Ат-IIIС, что смягчит дефицит в легирующих добавках. Метизная промышленность должна освоить производство холоднотянутой проволоки повышенной прочности класса Врп-I из низкоуглеродистой стали, которая благодаря относительно невысокой стоимости найдет применение в качестве напрягаемой и ненапрягаемой арматуры в ряде изделий. За счет внедрения на метизных заводах процесса стабилизации будут улучшены упругие свойства высокопрочной проволоки, что уменьшит потери от релаксации и снизит расход расчетной арматуры. Запланирована организация производства девятнадцатипроволочных арматурных канатов, которые заменят семипроволочные канаты с получением экономии стали до 8%.

Для уменьшения трудоемкости арматурных работ на за-

водах ЖБИ и стройках предусмотрено осуществить совместно с институтом им. Патона разработку и создание высокопроизводительного сварочного оборудования, а также организацию централизованного изготовления арматурных изделий. Учитывая повсеместное применение ванной сварки в монтажных условиях будет широко внедрен ультразвуковой контроль таких сварных узлов, что обеспечит высокое качество соединений при экономии стали и трудозатрат.

Всего в разделе целевой комплексной программы по строительству, посвященном железобетону, содержится более 40 отдельных заданий, краткое содержание которых изложено выше.

Кроме этого основного документа, министерствами и ведомствами подготовлен ряд отраслевых программ, охватывающих разработку и реализацию таких важных проблем, как вторичное использование исходных материалов отработанных железобетонных конструкций, совершенствование и углубление теории железобетона с увеличением его надежности и долговечности, расширение применения арболита, изыскание эффективных областей применения конструкций из дисперсно армированного бетона, совершенствование тепловой обработки сборных изделий и др.

Успешное решение поставленных задач зависит в первую очередь от ответственности и исполнительности всех участников, которыми являются многие научно-исследовательские и проектные организации, строительные министерства и их заводы строительной индустрии, предприятия промышленности строительных материалов, черной металлургии, химической промышленности, строительного машиностроения и многих других.

Научно-координационному Совету Госстроя СССР в области бетона и железобетона необходимо в максимальной степени способствовать успешному выполнению разработанных программ, обобщая и пропагандируя положительные результаты работы, исключать неоправданное дублирование и сосредоточивать усилия научных организаций на наиболее перспективных направлениях. Существенно возрастает и ответственность НИИЖБ Госстроя СССР, который обязан в полной мере осуществлять роль головного института в своей области.

Необходимо, чтобы все участники научно-технических программ по строительству встретили XXVI съезд КПСС слаженной и активной работой по выполнению задач, которые предстоит решать уже в первом году текущей пятилетки.

Лауреаты Государственных премий СССР 1980 года

Центральный Комитет КПСС и Совет Министров СССР, рассмотрев представление Комитета по Ленинским и Государственным премиям СССР в области науки и техники при Совете Министров СССР и Всесоюзного Центрального Совета Профессиональных Союзов, постановляют присудить Государственные премии СССР 1980 года:

За выдающиеся достижения в труде передовикам Всесоюзного социалистического соревнования

Макарову Николаю Ивановичу, бригадир формовщиков Бескудниковского комбината строительных материалов и конструкций № 1, **Решетневой** Зое Федоровне, бригадир бетонщиков Куровского завода железобетонных изделий треста Калугасельстрой, **Сахно** Федору Семеновичу, бригадир арматурщиков завода железобетонных конструкций № 1 производственного объединения «Харьковжелезобетон»,—за выдающиеся достижения в труде, высокую эффективность и качество работы в промышленности строительных материалов и строительной индустрии на основе совершенствования мастерства и совмещения профессий.

Л. Н. АНУФРИЕВ, директор ЦНИИЭПсельстроа

Облегченные конструкции для сельского строительства

По итогам Всесоюзного социалистического соревнования за повышение эффективности производства и качества работы, успешное выполнение плана экономического и социального развития СССР на 1979 год коллектив ЦНИИЭПсельстроа награжден переходящим Красным знаменем ЦК КПСС, Совета Министров СССР, ВЦСПС и ЦК ВЛКСМ.

В завершающем году десятой пятилетки, а также в преддверии XXVI съезда партии коллектив института принял дополнительные обязательства, выполнение которых будет способствовать дальнейшему снижению стоимости, материалоемкости и повышению качества сельского строительства.

Интенсификация строительного производства потребовала перехода на индустриальные методы строительства с применением облегченных конструкций, внедрения научно-технических достижений и передового опыта. Проведенный в свое время анализ условий эксплуатации конструкций сельскохозяйственных зданий и специфика сельского строительства показали настоятельную необходимость в разработке значительного количества конструкций специально для сельского строительства.

Ранее* было показано, что ЦНИИЭПсельстроом совместно с другими институтами разработаны облегченные железобетонные конструкции. В настоящее время Минсельстроом СССР осуществляется строительство практически всех сельскохозяйственных зданий в железобетонном варианте с применением указанных облегченных конструкций. Использование их взамен конструкций промышленных серий позволило снизить стоимость конструкций и трудоемкость строительства на 20—23%, расход бетона до 40—50%, арматурной стали до 20—30%. Производство облегченных конструкций освоено на предприятиях сельстройиндустрии Минсельстроа СССР в соответствии с разработанными институтом республиканскими каталогами унифицированных сборных бетонных и

железобетонных конструкций и изделий, которые через каждые 4—5 лет корректируются и дополняются усовершенствованными или вновь разработанными конструкциями.

Учитывая, что наиболее эффективной формой в условиях сельского строительства являются сельские строительные комбинаты, силами которых к 1985 г. в Минсельстроом СССР планируется выполнение не менее половины объемов подрядных работ для сельского хозяйства, институтом разработаны, а на действующих комбинатах освоено производство комплектов конструкций для строительства сельскохозяйственных производственных зданий.

Из освоенных на комбинатах комплектов конструкций осуществляется строительство зданий со стоечно-балочной и рамной конструктивными схемами или только в железобетонных и легкобетонных конструкциях, или в смешанном варианте, где наряду с железобетонными применяются конструкции из других эффективных материалов (металл, асбестоцемент, клееная древесина и др.).

В настоящее время одной из основных задач в работе института является совершенствование существующих и разработка новых типов облегченных железобетонных конструкций.

Разработанные институтом за последнее время эффективные типы фундаментов позволяют осуществлять строительство зданий с различными конструктивными схемами в разнообразных грунтовых условиях.

Для одноэтажных производственных сельскохозяйственных зданий со стоечно-балочной конструктивной схемой применяются сваи-колонны по серии 1.821-2, область применения которых охватывает теперь районы, подверженные сейсмическим воздействиям и районы с просадочными грунтами. Ежегодно на сваях-колоннах возводится более 1 млн. м² производственных площадей, что позволяет снизить трудозатраты на монтаж примерно на 70 тыс. чел.-дней. На слабых и просадочных грунтах, а также при большей высоте зданий и нагрузках на опору 25—40 тс находят все более широкое применение забивные блоки с

гнездом для установки колонны. ЦНИИЭПсельстроом разработан методика расчета блоков и выпускаются рабочие чертежи по плану Госстроя СССР.

Для сельскохозяйственных зданий с каркасом из трехшарнирных рам разработаны типовые фундаменты (серия 1.810-2), сваи таврового сечения (экспериментальная серия 18-77), забивные блоки. Учитывая большой объем применения свай таврового сечения в Новосибирской и Ростовской областях, Главмособлстроом, Узбекской ССР и в других районах, ЦНИИЭПсельстроом заканчивается разработка типовых чертежей свай таврового сечения. Применение свай этого типа позволяет в 3—4 раза снизить трудоемкость устройства фундаментов, а при большой глубине заложения фундаментов на 20—40% уменьшить их стоимость. На площадках с просадочными и слабыми грунтами эффективно применение забивных облегченных блоков.

В грунтах, подверженных морозному пучению, взамен применяющихся ленточных фундаментов из сборных блоков, закладываемых в грунт ниже глубины промерзания, разработана конструкция малозаглубленного фундамента, применение которого дает возможность снизить объем бетона на 40—60%, трудозатраты на 20—30%. С применением таких фундаментов в Калужской области построено несколько зданий. Подготовлена к утверждению инструкция по расчету, проектированию и возведению таких фундаментов на пучинистых грунтах.

Учитывая многообразие грунтовых, климатических и других условий строительства, ЦНИИЭПсельстроом совместно с другими институтами проводится работа по обобщению грунтовых условий по зонам страны и выбору для наиболее характерных грунтов экономичных видов свайных и иных типов фундаментов. Для этого производится технико-экономическое сравнение вариантов фундаментов для зданий массового строительства. В 1981 г. будут подготовлены «Рекомендации по применению свайных фундаментов в Нечерноземной зоне РСФСР».

На сельских строительных комбинатах в Новосибирске, Слупке, Миргороде, Капчагае и пос. Солдато-Александровск осваивается производство комплекта конструкций для строительства зданий с шагом рам 6 м вместе шага 3 м. В связи с этим были заново разработаны полурамы серии 44-47 (вып. 5) для зданий пролетом 18, 21 м и комплексные плиты перекрытия размером 1,5×6 и 3×6 м. Переход к шагу 6 м позволит сни-

* Ануфриев Л. Н. Сельскому строительству — эффективные конструкции. Бетон и железобетон, 1978, № 9.

зять стоимость строительства на 5—10%, трудозатраты при монтаже на 35%, при экономии бетона на 6—8%, стали до 12% и цемента до 9%.

С целью совершенствования рам типовой серии 1.822-2, разработанной ранее совместно с Гипронисельхозом, предложено два варианта рам, первый из которых сохраняет опалубочные размеры типовой серии и имеет пониженный на 15% расход стали. Внедрение таких рам в 1981 г. намечается на стройках Украины и Литвы. Второй вариант — рамы двутаврового сечения пролетом 18 и 21 м — имеют пониженный на 10—12% расход бетона и на 20% расход стали.

Для устройства облегченных покрытий с плитами типа АКД при шаге несущих конструкций 6 м разработан новый тип экономичного по расходу бетона и стали прогона таврового сечения с косой полкой. Прогонь этой конструкции применены в управлении Рязаньоблсельстрой при строительстве экспериментальных птичников на Александровской птицефабрике. В 1981 г. намечается утверждение этих прогонов в качестве типовых.

Разработанные институтом сталежелезобетонные арки с затяжкой пролетами 18 и 21 м предназначены для применения в сельскохозяйственных производственных зданиях с шагом несущих конструкций 6 м. Они состоят из двух прямых железобетонных элементов верхнего пояса, опорные части которых соединены затяжкой. Укрупнительную сборку арок производят на строительной площадке. Доставка элементов на строительную площадку может осуществляться обычными транспортными средствами. По сравнению с безраскосными фермами серии 1.863-1 сталежелезобетонные арки позволяют существенно снизить расход бетона и стали. Внедрение таких конструкций осуществляется в Смоленской области при строительстве складов для льна.

Совместно с Гипронисельхозом взамен двуслойных разработаны трехслойные стеновые панели повышенной заводской готовности на гибких связях ленточной и вертикальной разрезки с утеплителем из пенополистирольного пенопласта или из полужестких минераловатных плит. Основное достоинство этих плит: снижение материалоемкости на 30%, трудозатрат при монтаже на 50% и снижение их стоимости, особенно для районов с низкими расчетными температурами.

Замена фундаментных балок разработанными институтом цокольными панелями позволяет снизить на 20% трудозатраты при монтаже, на 27% расход стали и уменьшить количество типоразмеров.

Применение разработанных институ-

том комплексных плит покрытия размерами 1,5×6 и 3×6 м под рулонную и асбестоцементную кровлю снижает трудоемкость при монтаже на 20—30%.

На основании результатов исследования совместной работы планок решеток пола ЦНИИЭПсельстроем подготовлены технические решения облегченной конструкции зданий для содержания крупного рогатого скота взамен типовых решеток по серии 3.818-1. Применение таких решеток позволит на 100 м² пола экономить около 480 кг стали и 19 м³ бетона. Кроме того, разрабатываются сборные железобетонные элементы ограждений боксов и проходов в зданиях для содержания крупного рогатого скота, которые позволяют исключить применение металлических труб.

Для животноводческих зданий ЦНИИЭПсельстроем разработаны трехслойные панели торцов и сборные железобетонные перегородки толщиной 120 мм. Для мест содержания животных разработаны крупноразмерные керамзитобетонные гидрофобизированные битумной эмульсией или кремнийорганической жидкостью плиты пола, применение которых позволяет в 2—3 раза сократить трудоемкость устройства полов; для проездов и проходов разработаны комплексные сборные железобетонные плиты пола с совмещенными кормушками.

Конструктивные элементы, о которых выше шла речь, в совокупности представляют собой комплект усовершенствованных конструкций для строительства сельскохозяйственных производственных зданий. С их использованием ЦНИИЭПсельстроем разработан проект полносборного здания для строительства силами сельских строительных комбинатов. При разработке этого проекта была поставлена задача по значительному сокращению трудозатрат на строительной площадке. Поэтому в проекте были применены изделия повышенной заводской готовности с максимально технической возможным уровнем индустриализации, с узлами сопряжений, исключающими применение сварки при монтаже конструкций. Первое здание по этому проекту было построено в конце 1980 г. в Новосибирской области с целью дальнейшего распространения опыта бесшварного монтажа зданий в различных климатических зонах страны.

Здание коровника на 200 голов в совхозе «Мичуринец» Новосибирской области размерами в плане 21×78 м решено однопролетным, с каркасом из сборных железобетонных полурам по серии 1.822-2 с шагом 6 м. На заводе после пропарки изделий на ригели рам устанавливались гребенки-ловушки, а на

одном из продольных ребер плит покрытия — соединительные элементы (стопоры). Гребенки и стопоры с необходимой точностью фиксировались с помощью шаблонов. Соединительные элементы не вызвали изменений в способах складирования и транспортировки изделий.

Возведение здания начиналось с монтажа рам связевого блока, точность установки и геометрическая неизменяемость которого обеспечивались первоначально раскреплением стоек рам понизу в стаканах фундаментов, а поверху рам жесткими металлическими распорками. Далее осуществляется монтаж плит покрытия и стеновых панелей. Жесткость диска покрытия обеспечивалась креплением плит покрытия в трех точках, две из которых получались при фиксации стопоров продольного ребра в гребенках-ловушках на ригелях полурам, а третья — соединением плит между собой и со стеновой панелью резьбовыми шпильками. Роль распорки при последующем монтаже играет продольное ребро плиты. При укладке плит шейки стопора скользят по наклонной плоскости гребенки-ловушки и стремятся занять нижнее проектное положение, ограниченное вертикальными плоскостями ловушки. Аналогично осуществляется связь между стеновыми панелями и стойками рам. Конструкция соединительного узла позволяет выбрать все имеющиеся отклонения из плоскости ригеля, т. е. обеспечить принудительно-точный монтаж.

Для крепления торцовых стен и перегородок к фахверковым колоннам также разработаны бесшварные соединения.

Расчеты и опыт строительства показывают, что за счет отказа от сварочных работ на стройплощадке и ускорения сборки конструктивных элементов возможно сокращение трудозатрат при монтаже плит покрытия и стен на 14—20%.

ЦНИИЭПсельстроем осуществляются работы в направлении дальнейшего совершенствования технологии производства сборных железобетонных изделий. В минувшем году совместно с Гипрооргсельстроем разработан перечень организационно-технических мероприятий по экономии топливно-энергетических ресурсов и проведена школа-семинар для республиканских оргтехсельстроев по совершенствованию энергопотребления на заводах ЖБИ.

Проводятся работы по внедрению на заводах ЖБИ химических добавок в бетонные смеси и выпуск изделий на их основе. Разработана технологическая линия по приемке, хранению и применению комплексных химических добавок, а экспериментальным заводом ЦНИИЭП-

УДК 624.073.72

А. А. СВЕТОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Ребристые плиты покрытий с экономичным смешанным армированием

сельстроя в 1980 г. изготовлены и отправлены на предприятия 9 комплектов оборудования. Заводам ЖБИ в городах Молодечно, Миргород, Энгельс, Капчагай, определенным в качестве базовых, институтом постоянно оказывается научно-техническая помощь по освоению массового производства бетонных смесей с добавками. Внедрение химических добавок позволяет увеличить объем выпуска продукции на заводе ЖБИ на 20—25%, снизить расход цемента на 5—8%, металлоемкость на 10—12% и повысить качество изделий. Экономическая эффективность применения химдобавок составляет 2—2,4 р на 1 м³ продукции.

Для снижения материалоемкости на предприятиях сборного железобетона наряду с увеличивающимися из года в год объемами производства стеновых панелей из керамзитопенобетона (общий объем производства в 1980 г. составил около 700 тыс. м³) при научно-технической помощи института осваивается производство стеновых панелей, где в качестве легкого заполнителя применяется перлитовый песок. Это позволило снизить объемную массу бетона на 250—300 кг/м³, уменьшить толщину стен на 5—10 см при сохранении теплозащитной способности и снизить стоимость строительства сельскохозяйственных объектов. Массовое производство панелей из керамзитоперлитобетона освоено на заводах ЖБИ в г. Нарткале треста Каббалксельстрой, г. Орджоникидзе треста Севосетинсельстрой и др.

Построены животноводческие помещения в Кабардино-Балкарской АССР (совхозы «Прималкинский», «Красная Кабарда» и др.), Северо-Осетинской АССР и др. В 1981 г. выпуск стеновых панелей из керамзитоперлитобетона будет освоен 13-ю предприятиями Минсельстроя СССР общим объемом производства около 200 тыс. м³.

Как отмечалось на октябрьском (1980 г.) Пленуме ЦК КПСС, капитальное строительство на селе должно осуществляться в больших масштабах и ускоренными темпами. В связи с этим особенно важно обеспечить дальнейшее повышение производительности труда и качества работ при максимальной экономии трудовых и материальных ресурсов. Этому во многом способствует увеличение степени сборности и индустриализации строительства. Поэтому одним из основных направлений деятельности ЦНИИЭПсельстроя на ближайшую перспективу станет разработка крупноразмерных железобетонных конструкций, позволяющих существенно снизить трудоемкость монтажа сельскохозяйственных зданий.

НИИЖБ в содружестве с заводами ЖБИ исследовал ребристые плиты размером 3×12 м со смешанным армированием, при этом около 60% арматуры продольных ребер напрягаемая. В результате применения ненапрягаемой арматуры наряду с напрягаемой представилась возможность уменьшить усилия обжатия бетона ребер и облегчить силовые формы для плит под тяжелые нагрузки. Кроме того, благодаря обрыву ненапрягаемых стержней, не доведенных до торцов изделия, получали снижение расхода стали в пределах 1—2 кг на 1 м² покрытия.

При этом варьировали соотношение напрягаемой и ненапрягаемой арматуры и класс стержневой арматуры. В плитах ненапрягаемая арматура располагалась по эпюре распределения изгибающего момента. Такое варьирование позволило оценить влияние обрыва ненапрягаемой арматуры на работу приопорных участков продольных ребер в зоне минимального изгибающего момента и максимальной поперечной силы. Основные характеристики исследованных плит приведены в табл. 1.

В ходе экспериментов проверили совместную работу напрягаемой и ненапрягаемой арматуры на различных стадиях напряженно-деформированного состояния плит, изучая влияние ненапрягаемой арматуры на трещиностойкость, жесткость и прочность ребристых плит при смешанном армировании.

Конструкцию плит со смешанным армированием под тяжелые нагрузки приняли в соответствии с расчетом на основе типовых чертежей серии 1.465-3 (шифр 885-73/75), разработанных ЦНИИПромзданий совместно с НИИЖБ (рис. 1).

В плитах ПНА (см. табл. 1) продольные ребра армированы тремя стержнями диаметром 25 мм из стали класса Ат-V, один нижний ненапрягаемый стержень диаметром 12 мм из стали класса А-III входил в плоский каркас КР-1. Во всех плитах величину преднапряжения в арматуре контролирова-

ли прибором типа ПРА, передаточная прочность бетона $P_0=0,7 R$.

Прочность приопорных участков продольных ребер по наклонному сечению от совместного действия поперечной силы и крутящего момента по расчету [1] обеспечивалась бетонным сечением ребра и пространственным U-образным каркасом, установленным на длине 200 мм, считая от закладной детали, а также двумя напрягаемыми стержнями, доходящими до опоры. Поперечные ребра армированы плоским каркасом с рабочими стержнями.

Плиты ПКАО под тяжелые нагрузки с обрывом ненапрягаемой арматуры изготавливали по агрегатно-поточной технологии с использованием существующих металлических форм. Плиты ПНА с полностью напрягаемой арматурой готовили на Липецком заводе ЖБИ-8 в новых металлических формах, способных воспринимать усилие обжатия на одно ребро $N_0=97$ т. В таких же плитах, только с двумя напрягаемыми стержнями диаметром 25 мм из стали класса Ат-V и одним таким же напрягаемым стержнем (см. табл. 1), $N_0=63$ т.

Плиту со смешанным армированием подвергли длительному испытанию по методике [НИИЖБ [2]]. Схема опирания плит и распределение нагрузки

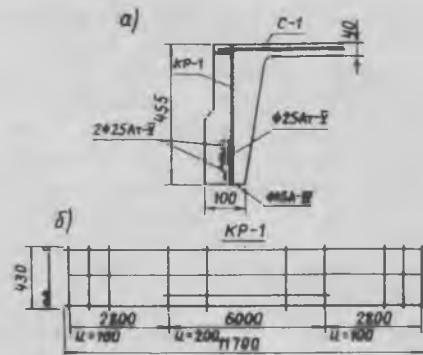


Рис. 1. Армирование продольных ребер плит 3×12 м

Марка плиты	Арматура	$\sigma_{с2}/\sigma_0$, кгс/см ²	N_0 , т	$\frac{F_a}{\Sigma F} \cdot 100$	f_B , мм	$h_{п.}$, мм
ПКА-1	2Ø32AIIIb	6650/4600	74	23,5	24	45
	1Ø22AIII	4000/—	—			
	1Ø12AIII	4000/—	—			
ПКА-2	2Ø32AIIIb	6700/4900	78	40	33	40
	2Ø25AIII	4000/—	—			
	1Ø12AIII	4000/—	—			
ПКА0-1	2Ø32AIIIb	5920/4550	73	27	9,4	40
	1Ø25AIV	6400/—	—			
	1Ø12AIII	4000/—	—			
ПКА0-2	2Ø25AIV	10100/6200	63	41	40,5	45
	1Ø25AIV	10200/—	—			
	1Ø16AIV	6500/—	—			
ПНА-1	3Ø25AIV	8610/6600	97	—	45	41
	1Ø12AIII	3715/—	—			
ПНА-2	3Ø25AIV	8610/5700	81	—	22,5	36
	1Ø12AIII	3810/—	—			

Примечания: 1. ПКА — плиты без обрыва ненапрягаемой арматуры; ПКА0 — плиты с обрывом ненапрягаемой арматуры; ПНА — плиты с полным напрягаемым армированием.
2. В плитах ПНА-1, ПНА-2 $R_k = 540$; в плитах ПКА0-2 (испытаны 2 таких плиты) $R_k = 500$; в остальных $R_k = 450$ кгс/см².

обеспечивали изгиб в продольном и поперечном направлениях. Равномерно распределенную нагрузку на плиту из тарированных бетонных блоков создавали ступенями по 100 кг/м². На каждой ступени нагружения в зоне максимального изгибающего момента по нормальным сечениям и на приопорных участках продольных ребер по наклонному сечению замеряли деформации бетона тензометрами. Для фиксации прогибов служили прогибомеры с ценой деления 0,01 мм, расположенные посередине пролета продольных и среднего поперечного ребер.

Поведение плит при постепенном нагружении характеризовалось отношением нагрузки появления первой трещины, зафиксированной приборами в зоне действия максимального изгибающего момента, к нормативной, а к моменту разрушения — отношением разрушающей нагрузки к расчетной (коэффициентом прочности C).

Отношение $P_{тр}/P_B$ в плитах ПКА0 и ПНА было примерно одинаковым. Незначительно отличается от них плита ПНА со значительно большим начальным усилием обжатия ($N_0 = 97$ т). Увеличение N_0 в плите ПНА по сравнению с ПНА-2 и плитами ПКА0-1 и ПКА0-2 лишь незначительно повысило трещиностойкость, что объясняется увеличением деформации ползучести бетона с ростом усилия обжатия и, как следствие, возникновением больших потерь преднапряжения. В плитах со смешанным армированием ненапрягаемая арматура растянутой зоны воспринимает большую часть усилия обжатия бетона от растянутой арматуры и тем самым снижает потери.

Особенность поведения растянутой зоны продольных ребер плит со смешанным армированием заключается в замедленном раскрытии трещин с ростом

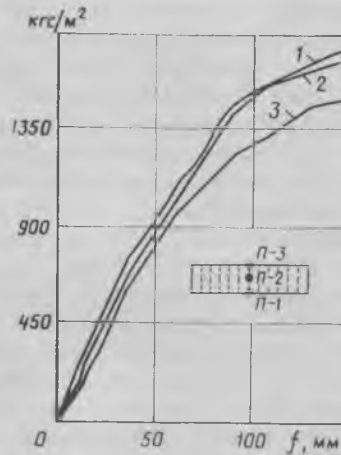


Рис. 2. График роста перемещений продольных ребер посередине пролета плит ПКА0 (1, 2) и ПНА (3)

нагрузки. Первые трещины ($a_T \approx 0,04$ мм) на следующей ступени нагружения, по замерам трубкой Брюнеля, слабо раскрывались, появлялись новые трещины, располагавшиеся между ранее возникшими. К предельному состоянию возникали часто расположенные вертикальные трещины, заметное раскрытие которых происходило лишь за пределами расчетной нагрузки. В плитах со смешанным армированием вертикальные трещины располагались на меньшем расстоянии между ними, чем в плитах с напряженным армированием. Это явление оказало положительное влияние на снижение перемещений

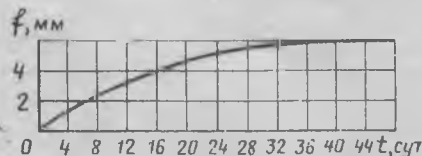


Рис. 3. Характер нарастания перемещений во времени при длительном испытании плиты ПКА0

(прогибов), что видно из графиков перемещений продольных ребер плит ПКА0 и ПНА (рис. 2).

Повышенная изгибная жесткость продольных ребер в плитах со смешанным армированием объясняется присутствием ненапрягаемой арматуры, снижаются потери преднапряжения арматуры и происходит перераспределение деформаций за счет часто расположенных трещин с малым их раскрытием.

В результате длительного испытания плит типа ПКА0 нормативной нагрузкой со смешанным армированием установлено, что за 45 сут приращение перемещений продольных ребер в зоне максимального изгибающего момента составило 6 мм, к концу опытов кривая перемещений стала приближаться к оси времени, что свидетельствует о полном их затухании (рис. 3).

При полезной нормативной нагрузке 830 кг/м² общее перемещение составило 41 мм, прогиб 0,5 мм. Жесткость продольных ребер со смешанным армированием при $\Sigma F = 0,59F_B + 0,41F_a$ оказалась достаточно высокой. Это также подтвердили испытания плит со смешанным армированием [3].

Несущая способность плит ПКА0 и ПНА характеризовалась раздроблением бетона сжатой зоны продольных ребер и полки плиты к моменту достижения условного предела текучести одновременно в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре в зоне максимального изгибающего момента.

До полного исчерпания несущей способности плит отмечалась монолитная работа узлов сопряжения средних и крайних поперечных ребер с продольными. Это подтверждается характером напряженно-деформированного состояния продольного ребра в зоне максимального изгибающего момента, который оценивается по деформациям бетона по высоте сечения ребра. Полка полностью вовлекалась в работу продольных ребер вплоть до достижения предела текучести в растянутой арматуре. Прочность продольных ребер по наклонному сечению на приопорных участках, ослабленных обрывом одного рабочего стержня, недоведенного до опоры, оказалась достаточной. Наклонных трещин на приопорных участках не наблюдалось. Деформации по наклонному сечению непосредственно у опоры были малы.

Расчет прочности продольных ребер от действия изгибающего момента проводили по методике СНиП II-21-75 в предположении полного использования фактических механических характеристик (условного предела текучести σ_{02}), напрягаемой и ненапрягаемой арма-

Таблица 2

Марка плиты	Разрушающие изгибающие моменты, тс·м			Изгибающие моменты, ствующие появлению трещины, тс·м		соответ- первой	Перемещения по- середине пролета при кратковремен- ной нормативной нагрузке, см		
	$M_{р}^{оп}$	$M_{р}^{т}$	$\frac{M_{р}^{оп} - M_{р}^{т}}{M_{р}^{т}} \times 100, \%$	$M_{тр}^{оп}$	$M_{тр}^{т}$		$\frac{M_{тр}^{оп} - M_{тр}^{т}}{M_{тр}^{т}} \times 100, \%$	$\frac{f_{оп} - f_{т}}{f_{т}} \times 100, \%$	
ПКА-1	97,8	93,84	4,21	48,2	41,58	+15,8	3,5	3,77	-7,16
ПКА-2	110,45	104,6	5,3	55	47,42	+16	4	4,1	-2,44
ПКАО-1	102,31	96,2	5,97	50,08	42,56	+17,7	3,6	3,55	+1,47
ПКАО-2	126,65	124,46	1,75	50,04	42,54	+17,6	3,45	3,2	+7,24
ПНА-1	92,5	86	5,4	48,48	46,14	+5,02	6,41	7,48	-14,37
ПНА-2	96	86	10,4	47	42,92	+9,5	7,17	7,48	-4,16

туры (табл. 2). Механические характеристики были получены при исследовании отдельных стержней, вырезанных из плит после их испытания. Начальное преднапряжение стержней в пределах $\sigma_0 = 6600$ кгс/см² не оказало влияния на характер распределения деформации. Значение условного предела текучести преднапряженных и ненапрягаемых стержней совпадало (см. табл. 1).

Для определения фактической прочности бетона на сжатие использовали

контрольные кубы, изготовленные одновременно с плитами (см. табл. 1). Из сопоставления значений опытных и расчетных моментов по прочности, видно, что они хорошо совпадают. Расхождение находится в пределах разброса точности эксперимента и расчета и идет в запас прочности.

Следует отметить, что с возрастанием толщины полки и увеличением армирования поперечных ребер возрастает жесткость плиты в поперечном направ-

лении, уменьшается прогиб поперечных ребер, в большей степени вовлекается в работу полка плиты. При расчете плит $\omega = 1$.

Из сопоставления значений опытных и расчетных моментов появления трещин видно, что в плитах ПКА и ПКАО опытные моменты превышают теоретические до 17% в запас трещиностойкости, что объясняется неучетом благоприятного влияния ненапрягаемой арматуры на уменьшение потерь преднапряжения от усадки и ползучести бетона. Для плиты ПНА это расхождение находится в допустимых пределах. Значения перемещений также удовлетворительно совпадают с опытными.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Светов А. А. О пространственной работе типовых ребристых панелей плит покрытий производственных зданий. Информационный сборник ЦИНИС, вып. 3, 1979.
2. Светов А. А. Результаты испытаний плит 3×12 м, под тяжелые нагрузки. — Промышленное строительство, 1976, № 1.
3. Светов А. А., Илюхин В. В. Крупноразмерные плиты под тяжелые нагрузки. — В кн.: Плиты покрытий и перекрытий промышленных и гражданских зданий. М., Стройиздат, 1974.

УДК 624.073:691.327:666.973.2:666.64—492.3

Н. А. КОРНЕВ, канд. техн. наук (НИИЖБ);
И. А. ИВАНОВ, д-р техн. наук (Пензенский инженерно-строительный ин-т);
А. Я. РОЗЕНБЛУМ, инж. (ЦНИИПромзданий)

Двускатные плиты покрытий на пролет из керамзитобетона

Двускатные плиты покрытий на пролет представляют собой ребристые малоуклонные элементы типа 2Т или П. Размеры в плане элементов 2Т—3×18 и 2×24 м, а П—3×18 и 3×24 м. Плиты обоих типов укладываются длинной стороной на пролет, равный соответственно 18 и 24 м, по продольным конструкциям длиной 6 или 12 м.

Такое решение по сравнению с традиционным (плиты длиной 6 или 12 м, опирающиеся на колонны или подстропильные конструкции) позволяет уменьшить расход материалов на покрытия за счет совмещения в одном элементе стропильной конструкции и плит, а также за счет того, что менее нагруженные плиты работают с большим пролетом, а более нагруженные продольные конструкции — с меньшим пролетом. За счет уменьшения высоты покрытия сокращается расход материалов

на стены, фахверки и подвески коммуникаций. Становится меньшим расход стали на пути подвешенного транспорта и коммуникаций за счет опирания их через 3 м вместо 6—12 м при традиционном решении.

Вследствие укрупнения монтажных элементов сокращаются трудозатраты на монтаже, причем грузоподъемность монтажных кранов в связи с уменьшением в 2—4 раза вылета стрелы не увеличивается.

Трудозатраты на строительной площадке уменьшаются за счет механизации кровельных работ при малоуклонном покрытии. Снижаются энергозатраты при эксплуатации санитарно-технических систем здания за счет уменьшения его строительного объема, а также сокращаются эксплуатационные затраты на ремонт кровли.

В лабораторных и производственных

условиях были исследованы плиты 2Т и П с размерами в плане 3×18 м. Плиты 2Т были запроектированы из керамзитобетона марки М 300 с арматурой из семипроволочных прайей диаметром 15 мм в двух вариантах — обычные и с отверстиями для зенитных фонарей. Они были разработаны в Азербайджанском политехническом институте совместно с ГПИ Азгоспромпроектом и НИИЖБ. По проекту Азгоспромпроекта в пос. Хурдалам (вблизи Баку) было построено производственное сельскохозяйственное здание с покрытием из керамзитобетонных плит 2Т [1]. Аналогичные плиты применялись на стройках Владивостока после привязки рабочих чертежей к местным условиям и проведения соответствующих испытаний.

Однако следует отметить, что из-за ухудшения освещенности в здании вследствие частого (через 1,5 м) расположения продольных ребер и неопределенности работы поперечной рамы каркаса здания керамзитобетонные плиты 2Т не получили большого распространения в нашей стране.

Керамзитобетонные плиты на пролет типа П были запроектированы ЦНИИПромзданий совместно с НИИЖБ. Они имели переменную высоту — от 60 см на опорах до 90 см в коньке с уклоном 1:30. Вначале плиты не имели



Рис. 1. Общий вид плиты покрытия размером 3×18 м из керамзитобетона

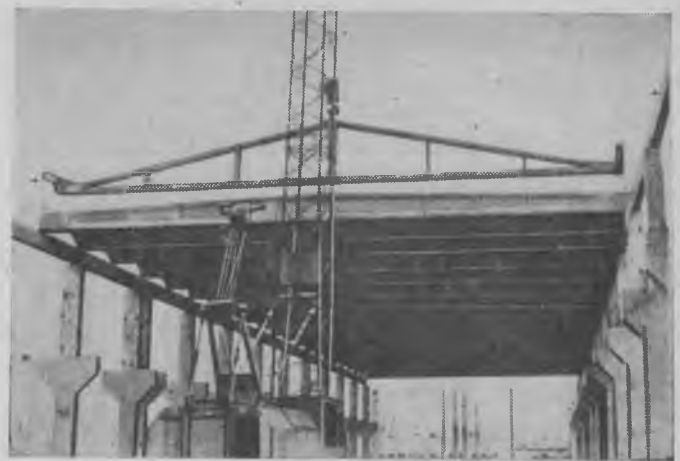


Рис. 2. Укладка керамзитобетонных плит размером 3×18 м в покрытие базы УПТК Главкузбасстроя

поперечных ребер, а толщина полки их была переменной — от 3 см в середине до 10 см у продольных ребер. Стенки продольных ребер имели уширение в местах расположения рабочей арматуры, а также в месте примыкания полки и в приопорных зонах.

Плиты изготавливали из керамзитобетона марки М 250. В их ребрах устанавливали по 4 стержня диаметром 18 мм из стали класса А-IV; стенку ребер армировали сварными каркасами, а полку — сварными сетками.

Испытания подтвердили надежность этих плит, их применили в покрытии экспериментального здания базы комплектации ДСК Минстроя СССР в г. Калинин [2, 3].

ЦНИИПромзданий и НИИЖБ разработали конструкцию плиты П с поперечными ребрами, расположенными через 150 см, с толщиной полки 3 см. В продольных ребрах шириной 100 мм для облегчения массы плит предусматривались кессоны. Рабочая арматура преднапряженных продольных ребер — стержневая из стали классов А-IIIв, А-IV и А-V.

Экспериментальные испытания керамзитобетонных плит П размером 3×18 м с поперечными ребрами проводилась Главкузбасстроем и Пензенским инженерно-строительным институтом при участии НИИЖБ Кемеровского отделения Бюро внедрения НИИЖБ [4]. На заводе ЖБИ № 1 треста Железобетонстрой Главкузбасстроя были изготовлены и испытаны три партии опытных плит из бетона на глинозольном керамзите с рабочей арматурой К-7 диаметром 15 мм (рис. 1). Впервые в этих крупногабаритных конструкциях применены зольные пористые заполнители. До этого на аглопоритовом гравии из зол ТЭС в опытным порядке изготавли-

вали лишь плиты покрытия 3×6 м на Фрунзенском заводе ЖБИ № 1.

Плиты испытывали вертикальной равномерно распределенной нагрузкой. Опыты показали надежность сцепления канатов с керамзитобетоном марки М 350, а также достаточную прочность, жесткость и трещиностойкость конструкций с принятым армированием для нагрузки, соответствующей IV и V снеговым районам.

Следует отметить, что опытные плиты изготавливали из керамзитобетона с кварцевым песком. Объемная масса бетона в сухом состоянии составляла около 1800 кг/м³. В результате масса плиты по сравнению с аналогичной конструкцией из тяжелого бетона уменьшилась на 2 т, снизился расход напрягаемой арматуры в ребре.

Предельная крупность керамзита до 15 мм не затрудняла бетонирования. Степень уплотнения бетона в полке была высокой за счет применения двух вибропригрузов 3×9 м.

Плиты применили при строительстве базы Управления производственно-технической комплектации Главкузбасстроя (рис. 2).

При применении керамзитоперлитобетона марки М 350 объемной массой 1350 кг/м³ разница в собственной массе плит получается весьма значительной, их технико-экономические показатели заметно улучшаются.

Проведенные в НИИЖБ подсчеты показали, что расход арматуры в плитах П размером 3×18 м из керамзитоперлитобетона меньше, чем в плитах из тяжелого бетона, в среднем на 8%, и на 4% меньше в плитах из обычного керамзитобетона. Общая трудоемкость изготовления таких плит на заводе по сравнению с плитами из тяжелого бетона и обычного керамзитобетона сни-

жается соответственно на 10 и 8%. Затраты на транспортирование плит уменьшаются соответственно на 40 и 20%, а затраты на монтаж по сравнению с плитами из тяжелого бетона — примерно на 23%. В настоящее время НИИЖБ совместно с объединением (Сумжелезобетон Минпромстроя УССР при участии Львовского филиала УкрНИСтромпроект и Львовского Политехнического института проводит изготовление и испытание плит покрытий П размером 3×18 м из керамзитоперлитобетона по чертежам, разработанным ЦНИИПромзданий и НИИЖБ. После завершения этих работ конструкции будут применены в экспериментальном строительстве.

Проектные разработки и экспериментальное строительство свидетельствуют об экономичности покрытий из легких бетонов на пористых заполнителях, что обеспечит им широкое применение в строительстве в одиннадцатой пятилетке.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Касумов А. А., Рагимов А. К., Корнев Н. А., Карелин Н. А. Опыт внедрения крупногабаритных керамзитобетонных конструкций. — Бетон и железобетон, 1975, № 10.
2. Кудряцев А. А., Корнев Н. А., Брускова Л. Н., Петров И. А. Плиты покрытий типа П размером 3×18 м из легкого бетона. — Промышленное строительство, 1976, № 10.
3. Корнев Н. А., Евдокимов А. А., Чипенков Ю. В., Бредюк К. П., Аксенова Л. В. Экономичные конструкции одноэтажного промздания из керамзитобетона. — Промышленное строительство, 1977, № 1.
4. Диамант М. И., Андреев В. П., Иванов И. А., Гучкин И. С., Демьянова В. С., Тяпкин В. А., Проппин Ю. А. Изготовление керамзитобетонных плит покрытия, армированных канатами. — Бетон и железобетон, 1979, № 2.

Испытание сборных перекрытий, опертых по контуру

Сборные перекрытия состоят из опорного контура и настилов, объединенных безмоментными шпоночными стыками*. Отличительной особенностью сборного перекрытия является то, что $D_y=0$, поэтому эффективность его работы определяется жесткостным коэффициентом α^2 , характеризующим форму поперечного сечения настилов (рис. 1,а):

$$\alpha^2 = \frac{D_x}{D_n} \quad (1)$$

где D_x , D_n — жесткости перекрытия на изгиб и кручение. Однако помимо конструкций настилов большое влияние на пространственную работу сборного перекрытия оказывает податливость продольных контурных балок (рис. 1,б) [1], оцениваемая коэффициентом

$$\lambda = \frac{kD}{D_x b}, \quad (2)$$

где D — изгибная жесткость продольных контурных балок; b — ширина перекрытия; k — коэффициент, учитывающий влияние защемления контурных балок на их жесткость: $k \geq 1$.

Для экспериментального подтверждения теоретических положений [1], а также изучения влияния трещин на пространственную работу перекрытий, опертых по контуру, испытывали пять моделей и натурные фрагменты. Влияние податливости опорного контура исследовали на модели 1:10 перекрытий серии ИИ-04 из оргстекла ($\alpha^2=0,71$; $\lambda=0,38$). Опирали на гибкий контур увеличивает прогибы на 40% по сравнению с перекрытием на абсолютном жестком контуре. Кроме того, установлено, что поперечные ригели оказывают слабое влияние на напряженно-деформированное состояние перекрытия, опертого по контуру.

Так, прогибы настилов в перекрытии на жестком контуре оказались всего на 10% больше, чем в перекрытии при жестких только продольных ригелях, а прогибы настилов перекрытия на гиб-

ком контуре практически совпали с таковыми в перекрытии с гибкими продольными и жесткими торцевыми ригелями. Испытания также показали, что закрепление углов крайних настилов от подъема при гибком контуре практически не сказывается на прогибах, а при жестком контуре уменьшает прогибы перекрытия на 26%. Результаты расчета перекрытий из оргстекла с применением графиков (см. рис. 1) хорошо согласуются с опытными данными.

Для изучения влияния размеров пустот сборных настилов на несущую способность, жесткость и трещиностойкость перекрытия испытывали 4 армоцементные модели перекрытий, опертых по жесткому контуру. При этом изготовили армоцементные настилы размером $60 \times 12 \times 3$ см — круглопустотные 1П, с диаметром пустот 22 мм, с квадратными пустотами — 2П и с тремя прямоугольными пустотами — 3П, 4П и толщиной полок и ребер 4 мм. Настилы армировали объемными проволоочными распаянными каркасами. Перекрытия опирались по всему контуру через металлические пластины на цилиндрические ролики, что исключало появление распоров. Специальные анкеры препятствовали подъему углов и раздвижке настилов. Для исследования влияния боковой раздвижки настилов на их совместную работу в перекрытии 4П боковые упоры в углах не устанавливали. Испытания армоцементных панелей по балочной схеме выявили их соответствие характеру работы железобетонной конструкции (рис. 2).

Первыми образовывались продольные трещины в торцах крайних настилов по линии контакта полок и ребер, вызванные моментами, искривляющими поперечное сечение тонкостенных настилов при отсутствии диафрагм жесткости и имеющими различные знаки в опорных участках и посередине пролета [2].

Если в перекрытиях из сплошных [3, 4] или круглопустотных настилов схема трещинообразования представляет собой ярко выраженный конверт (рис. 3), то по мере увеличения размеров

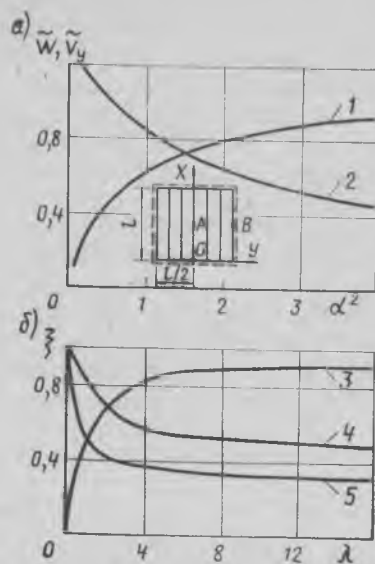


Рис. 1. К расчету сборного перекрытия, свободно-опертого по контуру
а — графики изменения прогибов W в т. А (1) и опорного давления V_y в т. В (2) в зависимости от жесткостного коэффициента α^2 ; б — графики влияния податливости опорного контура λ на опорное давление в т. В (3) и прогибы в т. А (4 — сборное перекрытие; 5 — монолитное перекрытие) при $\alpha^2=0,63$

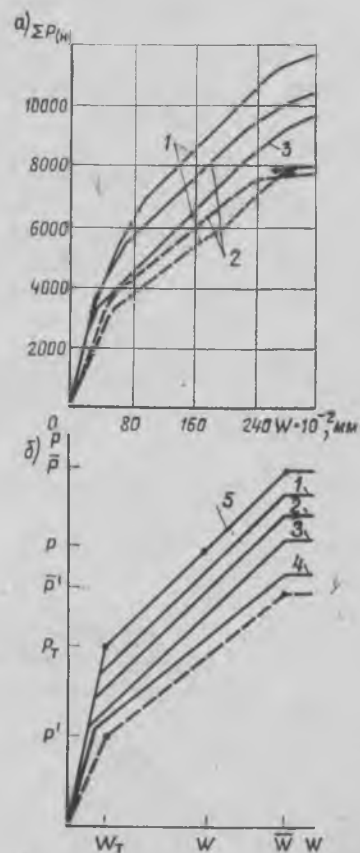


Рис. 2. Диаграмма «нагрузка — прогиб» в армоцементных моделях перекрытий
а — реальные диаграммы; б — идеализированные; 1 — перекрытия 1П; 2 — 2П; 3 — 3П; 4 — 4П; 5 — СП; — — — — — перекрытия, опертые по контуру; - - - - - то же, по балочной схеме

* А. с. № 375375. Плоское перекрытие. В. Н. Байков, Р. Л. Айвазов и др. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1973, № 16.

пустот настилов пространственная работа перекрытий ухудшается, рано образуются продольные трещины, зона поперечных трещин увеличивается, а наклонных уменьшается.

Анализируя графики «нагрузка — прогиб» (см. рис. 2), можно отметить наличие двух характерных участков с существенно различной интенсивностью роста прогибов, соединенных переходной кривой, которая в перекрытии 3П практически отсутствует. Прогибы перекрытий в упругой стадии почти совпадают. На участке деформации перекрытий с трещинами диаграммы перекрытий 1П, 2П и 3П параллельны, а диаграмма перекрытия 4П из-за боковой раздвижки параллельна графику одиночного настила. На рис. 2 для диаграммы сборного перекрытия из сплошных настилов СП использованы результаты испытаний крупномасштабной модели перекрытия из толстостенных круглопустотных настилов [4] без продольных трещин.

Из анализа результатов испытаний моделей следует, что увеличение размеров пустот, а также образование продольных и наклонных трещин снижает эффект опирания перекрытий по контуру из-за более быстрого уменьшения жесткости на кручение по сравнению с изгибной (1) после образования трещин (см. рис. 3) [3].

Был испытан натуральный диск фрагмента железобетонного перекрытия, собранного из пяти ненапряженных коробчатых настилов, опертых на ригели и колонны каркаса серии ИИ-04 (см. рис. 3). В перекрытии рано появились поперечные трещины, а вслед за ними и продольные, которые в верхней и нижней полках вдоль ребер крайних настилов уже на первых этапах имели ширину раскрытия значительно более допустимой (см. рис. 3). В результате крайние настилы перестали разгружать центральные, и их работа соответствовала балочной схеме, поэтому прогибы по середине перекрытия и испытанного по балочной схеме одиночного настила отличались незначительно. Перекрытие разрушилось в результате разрыва поперечной арматуры сеток полок вдоль ребер крайнего настила.

В сборных железобетонных перекрытиях, свободно-опертых по контуру, при соблюдении рекомендаций конструирования, которые исключают хрупкое разрушение от среза вдоль пустот или стыков, схема пластических шарниров снизу имеет вид конверта (см. рис. 3), поэтому для расчета прочности таких перекрытий применим метод предельного равновесия [3]. При этом разрушающая нагрузка сборного перекрытия,

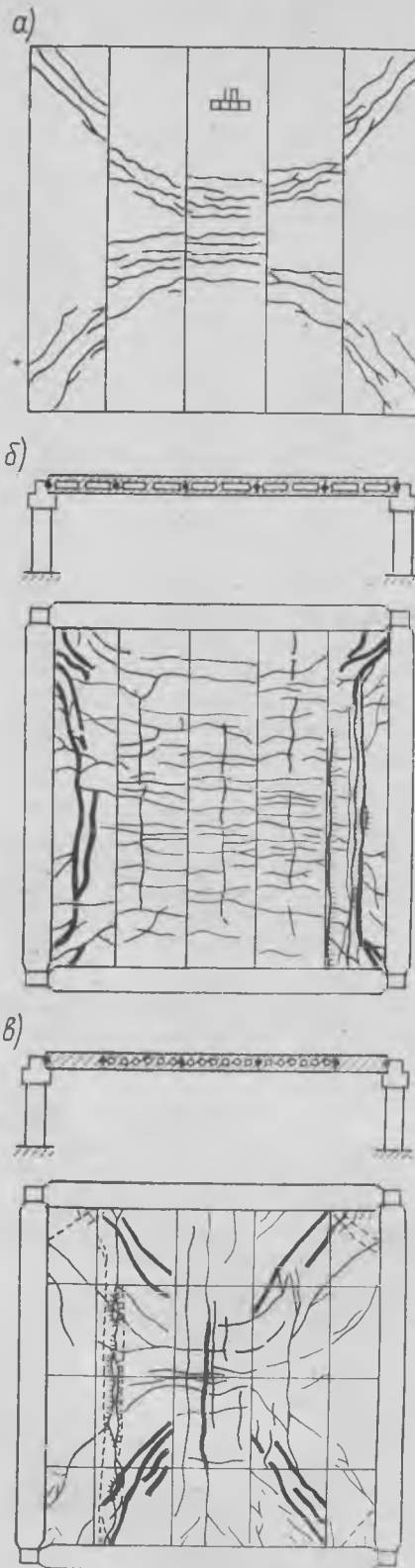


Рис. 3. Схемы трещинообразования в перекрытиях, опертых по контуру

a — армированная модель перекрытия из круглопустотных настилов; *б* — натурное перекрытие из коробчатых настилов; *в* — то же, из пустотных и сплошных настилов

при учете только продольной арматуры, определяется по формуле

$$P = \frac{12M}{l^2 b_1} \quad (3)$$

где M — предельный изгибающий момент, воспринимаемый продольной арматурой; l — длина настилов; b_1 — ширина зоны раскрытия пластических шарниров в перекрытии.

Для квадратного в плане перекрытия $b_1 = b = l$, разрушающая нагрузка

$$P = \frac{12M}{l^3} \quad (4)$$

что в 1,5 раза больше, чем для перекрытий, опертых по балочной схеме, и хорошо совпадает с экспериментом (см. рис. 2) [4]. Снижение эффекта опирания сборного перекрытия по контуру объясняется, как и в монолитных плитах, более быстрым уменьшением жесткости на кручение по сравнению с изгибной (1) после образования трещин (см. рис. 3) [3].

Прогибы перекрытия в упругой стадии можно определить по графикам (см. рис. 1). Для точного расчета деформаций в стадии с трещинами необходимо знать изменение жесткостей настилов на изгиб и кручение на разных стадиях работы перекрытий, что весьма сложно и трудоемко. Приближенно прогибы перекрытия можно найти по идеализированной диаграмме «нагрузка — прогиб» (см. рис. 2) [3]:

$$W = W_T + \frac{P - P_T}{P - P_T} (\bar{W} - W_T) \quad (5)$$

Испытания показали, что прогибы W_T и \bar{W} перекрытия можно достаточно точно установить из расчета или испытания отдельного настила по балочной схеме. Нагрузка трещинообразования перекрытия подсчитывается по формуле

$$P_T = \frac{P'_T}{\bar{W}} \quad (6)$$

где $\bar{W} = W/W_0$, \bar{V}_y — безразмерные коэффициенты, определяемые по графику (см. рис. 1); W , W_0 — прогибы середины перекрытия, опертая по контуру и по двум сторонам.

Большее по сравнению с (4) увеличение несущей способности сборного перекрытия можно получить в результате уменьшения ширины зоны раскрытия трещин пластических шарниров (3), как это происходило в испытанном натурном перекрытии из преднапряженных 6-метровых типовых средних настилов ПК-8-58-12 и крайних настилов сплошного сечения (см. рис. 3), уложенных на том же контуре, что и коробчатые настилы. В этом перекрытии крайние настилы благодаря конструкции стыков в виде продольной заармированной спиралью шпонки оказались практически защемленными в продольные ригели [4], что привело к увеличению жесткости конту-

ра и образованию схемы трещинообразования в виде вытянутого конверта (см. рис. 3). В крайних настилах наклонные волосяные трещины появились лишь перед самым разрушением перекрытия в результате хрупкого среза вдоль продольной пустоты в среднем настиле при нагрузке $P=16M/l^3$. Если бы специальными мероприятиями удалось исключить преждевременное хрупкое разрушение перекрытия, то оно произошло бы при нагрузке $P=20M/l^3$.

Следовательно, опирание сборных перекрытий по контуру целесообразно лишь при достаточной прочности настилов в поперечном направлении и высокой жесткости продольных ригелей. При этом повышается несущая способность и жесткость перекрытий или значительно сокращается расход рабочей арматуры.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Семченков А. С. Применение краевого загрузения при расчетах пространствен-

но-деформируемых сборных железобетонных перекрытий. — Строительная механика и расчет сооружений, 1976, № 6.

2. Семченков А. С. Коробчатые настилы общественных зданий. — В реф. сб. ЦИНИС, сер. VIII, вып. 4, 1978.

3. Крылов С. М. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях. М., Стройиздат, 1964.

4. Айвазов Р. Л. Сборные панели перекрытия, опертые по контуру. — В сб. трудов МИСИ, 1971, № 90.

УДК 624.137.4

Г. Н. УСОВ, инж. (Уралпромстройинипроект)

Консольные подпорные стенки-оболочки

В настоящее время на Урале и, в частности, в Свердловской области широко распространены сборные железобетонные фундаменты, выполненные в форме различных оболочек. По сравнению с плоскими фундаментами расход бетона в них и соответственно масса элементов снижаются в 2—2,5 раза [1—3]. Эффективно применение оболочек для строительства различных подпорных сооружений.

Разработан техно-рабочий проект, состоящий из трех альбомов сборных железобетонных подпорных стенок с лицевыми плитами в виде оболочек гипар и коноид (рис. 1). В третьем альбоме даны развернутая технико-экономическая и сметная части проекта.

При расчете в качестве грунта основания и засыпки принят песок со следующими характеристиками: угол внутреннего трения 30° , объемная масса $1,8 \text{ т/м}^3$, коэффициент трения подошвы фундамента о грунт — 0,4; условное сопротивление грунта основания осевому сжатию 2 кгс/см^2 . Эти характеристики входят во все действующие типовые проекты, приближаясь к области наилучших грунтов, что позволяет выполнить технико-экономическое сравнение конструкций по разным проектам в одних условиях. Временная нагрузка на свободной поверхности грунта засыпки принята равной 3 и 6 тс/м^2 . Это способствует учету возможности складирования различных грузов при строительстве погрузочно-разгрузочных рам и платформ, а также учету нагрузки от автомобильного, гусеничного и железнодорожного транспорта.

Рабочие чертежи подпорных стенок с лицевыми плитами в виде оболочек-гипар разработаны общей высотой 2,4; 3,6; 4,8; 6; 7,2; 8,4; 9,6 м с лицевой плитой-оболочкой коноид 3,6; 4,8; 6 м. Ширина типовой ячейки до высоты 6 м включительно принята 3 м, выше — 6 м с разрезкой элементов по оси симметрии. Лицевые плиты-оболочки унифицирова-

ны, менее длинные элементы можно изготавливать в опалубочной форме более длинного элемента с установкой дополнительных плоских вкладышей. Предложены также конструкции стальных опалубочных форм. Для лицевых плит-оболочек гипар подпорных стен высотой 3,6 и 6 м разработаны чертежи марки КМД на стальные формы.

Типовым проектом 3.503-22 предусмотрено бетонирование трех взаимно перпендикулярных плит — лицевой, фундаментной и контрфорсной в одной опалубке (см. рис. 1). Такое решение позволяет законструировать подпорные стенки более экономично, исключив конструктивные стенки паза в фундаментной плите, но значительно усложняет изготовление и затрудняет складирование элементов и их транспортирование, так как в некоторых случаях невозможно полностью использовать грузоподъемность транспортных средств.

По аналогии с серией 3.400-3, в проекте предусмотрено раздельное изготовление лицевой и фундаментной плит с последующим соединением их путем обетонирования «стаканной» части (рис. 2). Для упрощения формы плиты предложено совмещать сварку плит с последующей оцинковкой закладных и обетонированием узла. Линейчатость поверхностей облегчает изготовление арматурных каркасов лицевых плит, стальных опалубочных форм, а также процесс бетонирования оболочек.

Применение оболочек типа гипар и коноид для лицевых плит подпорных стенок позволяет при постоянной и относительно малой толщине лицевой плиты

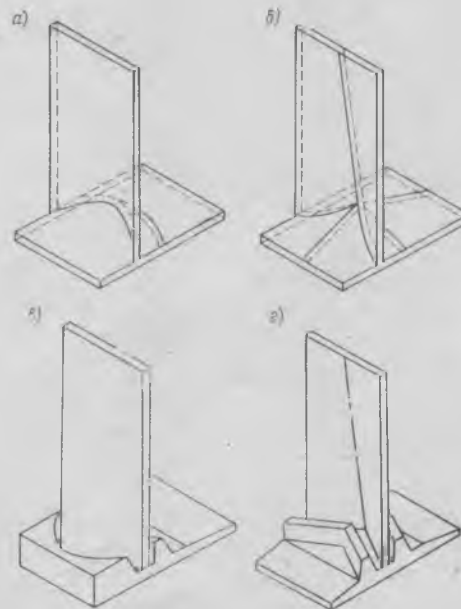


Рис. 1. Подпорные стенки-оболочки консольного типа

а — лицевая и фундаментная плиты-оболочки коноид; б — лицевая и фундаментная плиты-оболочки гипар; в, г — подпорные стенки с плоскими фундаментными плитами по проекту

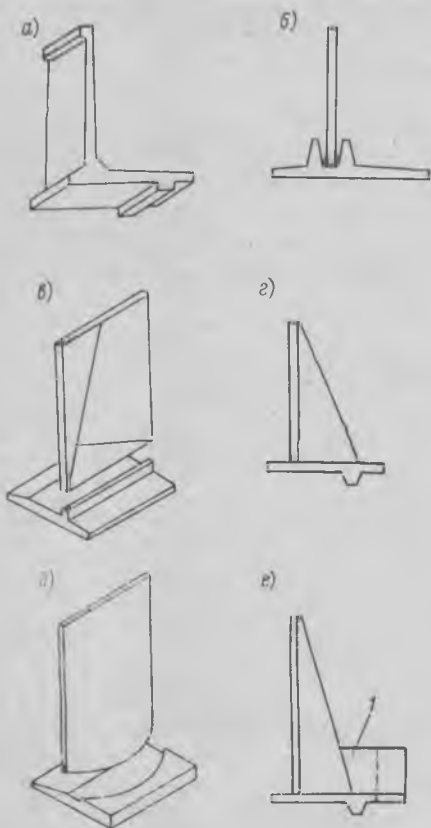


Рис. 2. Подпорные стенки уголкового типа

а — по типовому проекту Ковгипротранса; б — по серии 3.400-3; в, д — по серии 3.503-22; е, ф — с лицевыми плитами-оболочками гипар и коноид (соединение на сварке); 1 — стык основного и концевого блоков сваркой арматуры и обетонированием

момент инерции площади ее поперечного сечения сделать переменным в соответствии с эпюрами изгибающих моментов и поперечных сил; снизить расход бетона и стали в лицевой плите; выполнить армирование лицевой плиты однорядно из прямых рабочих стержней, расположенных в середине сечения; снизить расход бетона и стали в фундаментной плите благодаря уменьшению длины ее консольных участков; повысить общую жесткость конструкции, увеличить разгружающий эффект трения и давления по задней поверхности лицевой плиты; придать сооружению выразительный современный вид.

Основные экономические преимущества новых конструкций видны из рис. 3, а в таблице дана выборка данных из экономической части проекта для подпорной стенки высотой 4,8 м. Для уменьшения длины фундаментных плит типовыми сериями дополнительно предусмотрены наклон ее в серии 3.400-3 и зуб в серии 3.503-22 (см. рис. 2).

Конструкции изготовляли на заводе ЖБИ № 353 в Кольцове для строительства погрузочно-разгрузочной рампы с полезной нагрузкой 3 тс/м². Общая вы-

Наименование проекта		Расход бетона, м ³	Расход арматуры, кг	Трудоёмкость монтажа, чел.-дн.	Эксплуатация машин м.-см	Стоимость, р.
С лицевой оболочкой Н-4,8 м	плитой-гипар	1,43	109,8	0,83	0,18	111,4
С лицевой оболочкой Н-4,8 м	плитой-коноид	1,58	130,8	0,86	0,19	126,9
По серии Н-4,65 м	3.400-3	2,25	259,6	0,78	1,05	169,2
По серии Н-5 м	3.503-22	1,42	575,6	0,53	0,11	212,1

сота подпорных стен составляла 3,6 м. Все лицевые плиты изготовляли в стальных формах, обеспечивающих хорошее качество поверхности элементов. Для более быстрого выполнения заказа фундаментные плиты производили и в деревянных формах. Обрабатываемость деревянных форм не превышала четырех раз. По данным завода ЖБИ № 353 был составлен расчет стоимости лицевой плиты-оболочки. Стоимость 1 м³ изделия, включая стоимость арматуры, составила 86 р. 30 к. Стоимость плоских фундаментных плит составила 50 р. 55 к. за 1 м³. При общей длине подпорных стенок сооружения 82 пог. м общая экономия составила 4,2 тыс. р. (немного менее 25%).

Для здания торгового центра в пос. Еланский под г. Камышловом использовали подпорные стенки-оболочки гипар

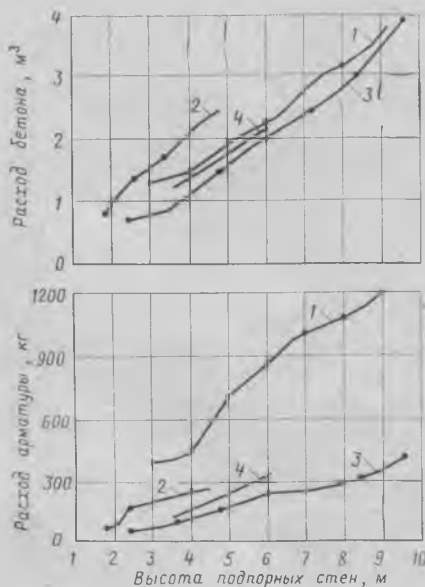


Рис. 3. Расход бетона и арматуры на 1 пог. м длины подпорных стенок при временной нагрузке 6 тс/м²
1 — по серии 3.503-22; 2 — по серии 3.400-3; 3 — с лицевой плитой-оболочкой гипар; 4 — с лицевой плитой-оболочкой коноид

высотой 6 м. Лицевые плиты изготовляли в стальных формах на заводе ЖБИ № 353. Расход стали по сравнению с ранее запроектированными монолитными подпорными стенками был снижен в 2 и бетона в 4,5 раза.

Для лицевых плит, выполненных в виде оболочек гипар, применяли прямолинейные арматурные стержни. Арматурные сетки располагаются в центре сечения плиты, поэтому изготовление арматуры и бетонирование в стальной форме трудностей не представило. Ввиду повторяемости формы изделия складирование, так же как и для плоских элементов, не требует больших площадей, а учитывая самоустойчивость конструкций, позволяет обходиться без специальных кассет. Кроме того, грузоподъемность транспортных средств используется полностью.

Опытное внедрение показало достаточно высокую эффективность плит-оболочек для консольных подпорных стен. Рационально на базе выполненных рабочих чертежей, с учетом опыта внедрения, разработать типовые чертежи с более детальной градацией временной нагрузки и более широкой номенклатурой грунтов, а также включением варианта с использованием оболочек и для фундаментных плит (рис. 1), что позволит более значительно снизить материалоемкость.

Вывод

Для первоочередного строительства следует применять подпорные стенки с лицевыми плитами в виде оболочек гипар с прямолинейной образующей поверхностью, что упрощает изготовление арматуры и стальных форм. Применение лицевых плит в виде оболочек коноид оправдано архитектурными соображениями. Принятая общая конструкция подпорных стен позволяет исключить сварочные работы на строительной площадке и облегчает изготовление изделий на заводе, а также их складирование и транспортирование.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Усов Г. Н. Новый тип подпорной стенки. Тезисы докладов научно-технического совещания «Внедрение рациональных конструкций фундаментов в строительстве». Свердловск, изд-е «Полиграфист», 1972.
- Тетиор А. Н. Прогрессивные конструкции фундаментов для условий Урала и Тюменской области. Свердловск, Средне-Уральское кн. изд-во, 1971.
- Литвиненко А. Г. Сборные облегченные фундаменты — оболочки для производственных зданий и сооружений. Тезисы докладов научно-технического совещания «Внедрение рациональных конструкций фундаментов в строительстве». Свердловск, изд-е «Полиграфист», 1972.

Совершенствование армирования однослойных стеновых панелей

В промышленных и общественных зданиях широко применяют однослойные стеновые панели горизонтальной разрезки из бетонов на пористых заполнителях. Панели работают на косоугольном изгибе. В элементах из бетона на пористых заполнителях проектной марки М 100 и ниже СНиП II-21-75 предусматривает ограничение расчетного сопротивления арматуры в зависимости от ее диаметра и класса введением к расчетным сопротивлениям арматуры снижающего коэффициента $m_{ас}$.

В НИИЖБ исследовали работу при косоугольном изгибе элементов из бетонов на пористых заполнителях с распределенной по сечению арматурой для оценки существующих методов расчета, в том числе и СНиП II-21-75, а также возможности полного использования растянутой арматуры в них. Испытания проводили на натуральных образцах стеновых панелей трех серий размером $0,24 \times 1,2 \times 6$ м.

В серии 1 испытывали пять панелей, армированных пятью плоскими каркасами по высоте из стали класса А-II, диаметром 10 мм, при угле наклона равнодействующей внешних сил к вертикали, равном 0, 5, 15, 30 и 90°. Это позволило оценить методы расчета на косоугольный изгиб в широком интервале углов, проследить изменение несущей способности панелей при различных очертаниях сжатой зоны бетона (с вытянутым прямоугольником, трапецией, вытянутым и коротким треугольником) и оценить влияние угла наклона равнодействующей внешних сил на степень использования арматуры. Серия 2 состояла из трех панелей, армированных пятью плоскими каркасами по высоте из стали класса А-II и А-III, диаметрами 10, 12 и 14 мм. Образцы испытывали при наклоне равнодействующей внешних сил, равном 15°. При этом выявлено влияние процента армирования сечений на прочность стеновых панелей и уточнена степень использования арматуры класса А-II и А-III в панелях



Рис. 1. Общий вид испытания стеновых панелей

из бетона на пористых заполнителях. Опытные панели серий 1 и 2 готовили из керамзитобетона плотного строения с объемной массой в сухом состоянии 1100 кг/м^3 . Механические характеристики бетона определены по выпиленным из панелей образцам.

Серия 3 включала шесть панелей. Две из них армировали пятью каркасами, а четыре — четырьмя каркасами по высоте панели, используя сталь класса А-III и В-I, диаметрами 12, 10, 8 и 5 мм. Образцы этой серии испытывали при наклоне равнодействующей внешних сил, равном 19° и 35,5°. При этом проверяли прочность, жесткость и трещиностойкость панелей со сниженным армированием, а также оценивали метод расчета по прочности на косоугольный изгиб панелей из бетонов разных марок на разных пористых заполнителях.

Панели испытывали в рабочем положении на стенде и загружали в горизонтальном и вертикальном направлении естественным грузом, что обеспечивало свободное перемещение панели и четкий контроль нагрузки. При испытании панели только на вертикальную нагрузку ее загружали с помощью домкрата. Шаровые опоры панели обеспечивали ее свободный поворот. Общий вид испытания панели при одновременном действии горизонтальной и вертикальной нагрузок показан на рис. 1. Измеряли деформации бетона и арматурных стержней

в зоне чистого изгиба на длине 1200 мм, горизонтальные и вертикальные перемещения, углы закручивания панелей, а также ширину раскрытия трещин. Расстояние 1200 мм примерно вдвое превышало расстояние между трещинами, развивавшимися до разрушения. Приборы для измерения деформаций бетона и арматуры размещали с учетом расположения нейтральной оси в сечении.

Полученные при испытании опытных панелей серии 1 данные использовали для оценки результатов расчета на косоугольный изгиб по прочности методом изокривых [1], откорректированным методом изокривых [2] и методом по СНиП II-21-75 с использованием разработанной программы для ЭВМ.

Расчет панелей по прочности методом изокривых в некоторых случаях занижает фактическую несущую способность панелей до 20%. Этот расчет для стеновых панелей имеет ограниченное применение, так как проверить прочность сечения панели можно только при заранее известной величине и координатах точки приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре.

Расчет стеновых панелей по прочности откорректированным методом изокривых иногда завышает фактическую несущую способность панелей до 30%. Это объясняется тем, что принятые в расчете постоянная площадь сжатой зоны и перемещение центра тяжести растянутой арматуры вдоль вертикальной грани сечения панели при различном наклоне равнодействующей внешних сил не всегда реализуются. Кроме того, расчеты методом изокривых и откорректированным методом изокривых не учитывают работу арматуры с неполным расчетным сопротивлением и в зоне упрочнения стали.

При использовании арматуры диаметром 10 мм и ниже расчет прочности по СНиП II-21-75 с достаточной точностью оценивает несущую способность панелей, учитывая работу арматуры с неполными расчетными сопротивлениями и в зоне упрочнения стали.

Несущая способность стеновых панелей, армированных 10, 8 и 6 стержнями одинаковой суммарной площади их сечения и при стержнях одного диаметра, в каждом случае практически одинакова при угле наклона равнодействующей внешних сил к вертикали, большем 10° (рис. 2). При работе панелей в стенах промышленных зданий этот угол изменяется от 35° до 10°, поэтому арматуру можно устанавливать более редко при одинаковой ее суммарной площади без снижения несущей способности.

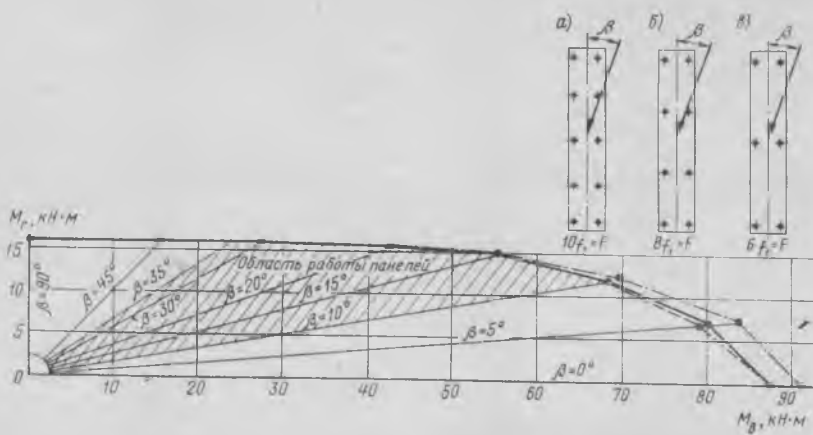


Рис. 2. Горизонтальные и вертикальные составляющие предельных внутренних моментов при различных углах наклона равнодействующей внешних сил — результаты расчета панелей, армированных соответственно по схемам а, б, в

Расчет по прочности панелей с рас-
пределенной по сечению арматурой
диаметром 12 мм и более из стали
класса А-III и А-II по СНиП
II-21-75 дает заниженную фактическую
несущую способность панелей до 14%,
так как СНиП II-21-75 предусматривает
введение коэффициентов условий рабо-
ты m_{a5} , снижающих расчетные сопро-
тивления арматуры. Напряжения в ар-
матуре диаметром 10, 12 и 14 мм клас-
са А-II и А-III при разрушении панелей
достигали предела текучести. При этом
опытные напряжения в арматуре со-
ответствуют расчетным по СНиП
II-21-75 без учета снижающего коэффи-
циента m_{a5} . Это позволяет отказаться
от применения коэффициента m_{a5} при
расчете прочности стеновых панелей из
бетона марки М 50 с арматурой диа-
метром 14 мм включительно.

Трещиностойкость стеновых панелей
при косом изгибе оценивали по мето-
дике [3]. При этом коэффициент, учи-
тывающий неупругие свойства бетона,
определяли в зависимости от положения
нейтральной оси в сечении. Полученные
при появлении трещин нагрузки несколь-
ко больше расчетных (рис. 3), что по-
зволяет рекомендовать этот расчет для
проектирования.

Ширина раскрытия трещин в панелях,
расчитанная по СНиП II-21-75 как
элементов, работающих на изгиб в од-
ной плоскости, меньше опытной. Реко-
мендации СНиП II-21-75 базируются
в основном на результатах испытаний
элементов из конструкционного бетона.
Данные по раскрытию трещин в изги-
баемых элементах из конструкционно-
теплоизоляционного бетона ограничены,
поэтому впредь до проведения направ-
ленного исследования рекомендуется

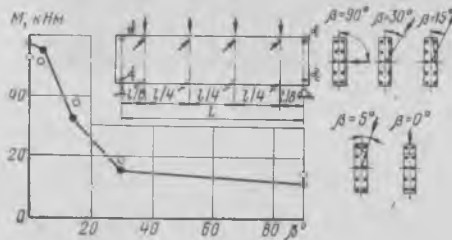


Рис. 3. Моменты трещинообразования
● — расчетные данные; ○ — опытные данные

проводить расчеты по СНиП II-21-75 с
увеличением полученных значений в
1,6 раза.

Перемещения стеновых панелей, по-
лученные в опыте при наклоне равно-
действующей внешних сил 0° и 5° , не
отличались значительно от результатов
их расчета как элементов, изгибаемых в
плоскости, а при 30° и 15° — из плоско-
сти по рекомендациям СНиП II-21-75
(рис. 4).

НИИЖБ совместно с ЭКБ ЦНИИСК
разработаны рабочие чертежи опытных

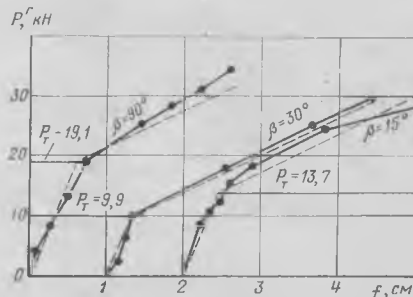


Рис. 4. Горизонтальные перемещения панелей
— — — соответственно, опытные и расчетные данные

однослойных стеновых панелей длиной
6 м для отапливаемых зданий. Коли-
чество продольной арматуры сокращено
благодаря использованию ее в стено-
вых панелях с полным расчетным со-
противлением (без учета коэффициента
 m_{a5}). Расход поперечной арматуры
снижен из-за уменьшения числа плос-
ких каркасов, устанавливаемых по вы-
соте панели до четырех. Испытания об-
разцов опытных панелей серии 3, из-
готовленных на головном предприятии
Сумжелезобетон, показали, что панели
отвечают нормируемым требованиям
по прочности, жесткости и тре-
щиностойкости. Это позволило реко-
мендовать панели для эксперимен-
тального строительства. Расчет эконо-
мической эффективности опытных па-
нелей по сравнению с типовыми 6-
метровыми панелями по серии 1.432-5
показал, что расход стали снижается до
 2 кг/м^2 , стоимость уменьшается до
0,39 г. Панели внедряют в объединении
Сумжелезобетон в объеме 57 тыс. м^2
в год.

Выводы

Расчет однослойных стеновых 6-
метровых панелей по прочности на косой
изгиб можно выполнять по СНиП II-
21-75 без учета коэффициента m_{a5} ,
снижающего расчетные сопротивления
арматуры диаметром от 10 до 14 мм
включительно. Для снижения трудоем-
кости, ускорения расчета и по-
вышения его точности рекомендуется
составленная программа для ЭВМ.
Трещиностойкость стеновых панелей
при косом изгибе можно оценивать по
методике [3]. Расчет ширины раскрытия
трещин в стеновых панелях допустимо
производить по СНиП II-21-75 как
элементов, работающих в одной пло-
скости, увеличивая полученные значения
в 1,6 раза. Перемещения панелей, ра-
ботающих на совместное действие го-
ризонтовых и вертикальных нагрузок,
допустимо определять раздельно в каж-
дой плоскости по СНиП II-21-75.

Установка в панелях более разрежен-
ной арматуры при одинаковой суммар-
ной ее площади позволяет уменьшить
количество поперечной арматуры, т. е.
снизить расход стали и трудоемкость
арматурных работ.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Инструкция по проектированию железобетонных конструкций. М., Стройиздат, 1968.
2. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из ячеистых бетонов. М., Стройиздат, 1977.
3. Торьяник М. С. Расчет железобетонных конструкций при сложных деформациях. М., Стройиздат, 1974.

О переходных формах между разрушением плит по наклонному сечению и их продавливанием

Выполненные в НИИЖБ экспериментальные исследования балочных плит различной ширины, свободно опертых по двум сторонам, на действие концентрированной нагрузки показали, что существуют переходные формы между разрушением по наклонному сечению и продавливанием¹. Опыты проводились

¹ Гвоздев А. А., Залесов А. С., Ермуханов К. Е. Переходные формы между разрушением по наклонному сечению и продавливанием. — Бетон и железобетон, 1980, № 3.

при постоянной высоте плит $h=30$ см и расстоянии от опоры до груза $a=60$ см ($d/h_0=2,2$).

В новых экспериментах изучалась работа плит с концентрированной нагрузкой, причем высота плит и расстояние от опоры до груза были различны.

Серия образцов включала четыре пары балочных плит с постоянной шириной $b=100$ см и соотношением ширины плиты к ширине площадки передачи нагрузки $b/b_{оп}=5$. Размеры об-

разцов принимались так, чтобы при постоянной высоте $h=30$ см иметь изменяющуюся величину a , равную 45 и 90 см, и при постоянной величине $a=60$ см иметь изменяющуюся высоту h , равную 20 и 40 см. Изменялась также величина a/h_0 , равная 1,7 и 3,4.

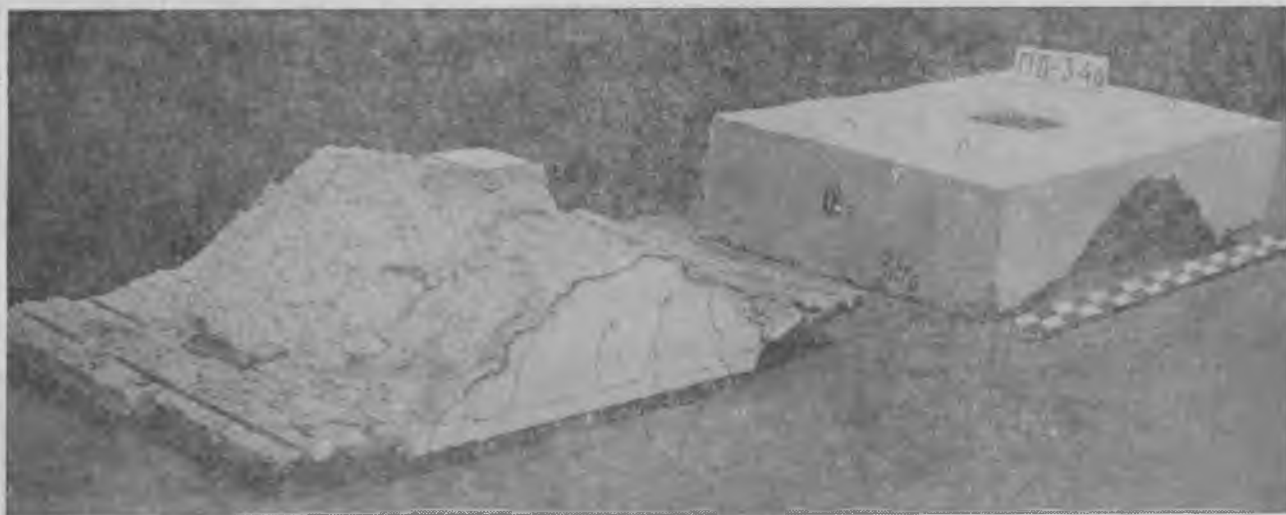
Чтобы сделать результаты новых опытов сопоставимыми с полученными ранее, коэффициент армирования, диаметр и класс арматуры, а также размеры площадки передачи нагрузки были приняты аналогичными.

Анализ характера разрушения плит с различным расстоянием от опоры до площади передачи нагрузок при высоте $h=30$ см показывает, что их форма разрушения была различной. Плита П-11-3.1 с $a=90$ см, вытянутая вдоль пролета, разрушалась по переходной форме, поверхность разрушения представляла собой сочетание наклонного сечения и поверхности небольшой пирамиды продавливания. Плита П-11-3.3 с $a=45$ см, имеющая почти квадратное

Рис. 1. Нижний и верхний блоки в разрушенных плитах

а — П-11-3.4 (переходная форма разрушения); б — П-11-3.2 (продавливание)

а)



б)



Рис. 2. Схемы разрушения плит в зависимости от соотношения b и $b_{гр}$
 a — П-II-3.4; b — П-II-3.2; $в$ — П-II-3.1; $г$ — П-II-3.3; 1 — расчетные схемы разрушения; 2 — схемы разрушения при условном увеличении ширины плиты b до $b_{гр}$

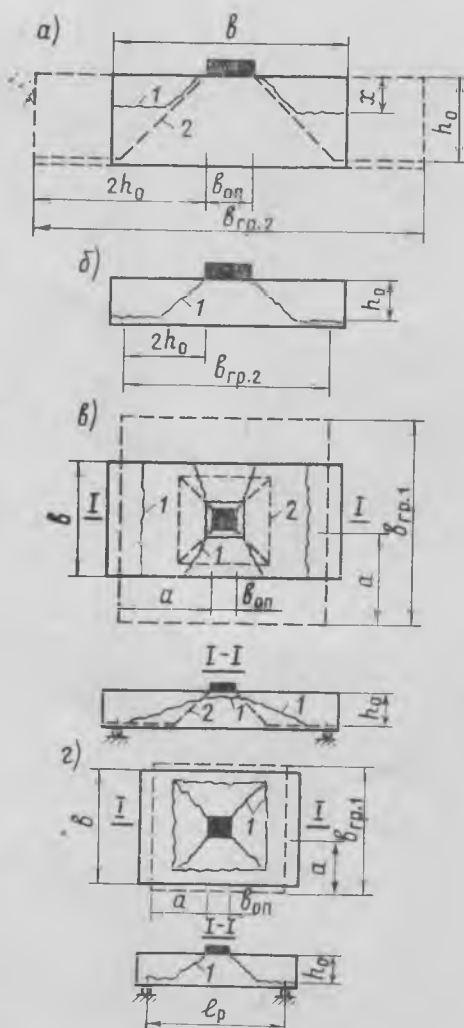
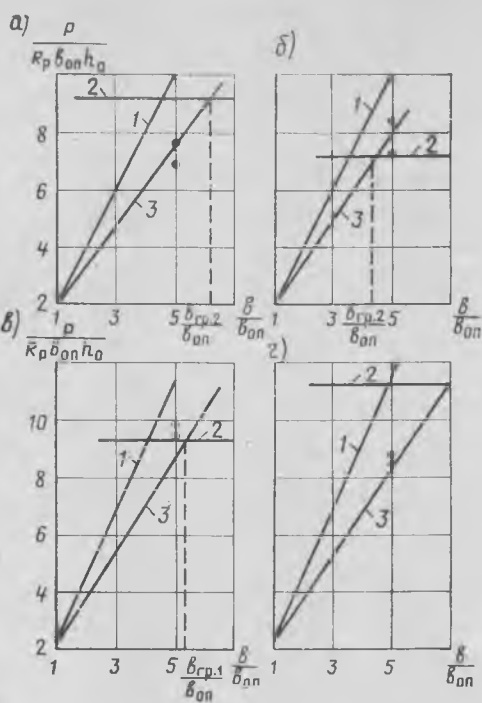
очертание в плане, разрушалась по форме, близкой к продавливанию. Таким образом, с уменьшением величины a по отношению к ширине до квадратных размеров в плане форма разрушения приближается к продавливанию.

Разрушение плит второй (П-II-3.2) и четвертой (П-II-3.4) групп с $a=60$ см, но разной высотой h , происходило также различно. При $h=40$ см разрушение происходило по переходной форме (рис. 1, а). При $h=20$ см реализовалась форма разрушения, близкая к продавливанию (рис. 1, б). Значит, в плитах с уменьшением их толщины по отношению к ширине форма разрушения приближается к продавливанию.

Для расчета была предложена линейная интерполяционная зависимость между двумя крайними случаями, характеризующими несущую способность по наклонному сечению, когда ширина плиты b равна $b_{оп}$, и по продавливанию, когда b равна некоторой граничной величине $b_{гр}$, при которой начинается разрушение от продавливания.

Можно предложить, что ширина $b_{гр}$ должна зависеть от рабочей высоты h_0 , а также от расстояния a от опоры до груза. При большом относительном расстоянии от опоры до груза $\frac{a}{b-b_{оп}}$, когда пролет значительно превышает ширину плиты, $a \gg 0,5(b-b_{оп})$, работа конструкции приближается к балочной схеме (рис. 2, в). С уменьшением величины $\frac{a}{b-b_{оп}}$ работа плиты все более проявляется в двух направлениях. Происходит переход от разрушения по наклонному сечению к продавливанию. Примем приближенно за границу перехода к продавливанию положение, при котором ширина плиты становится равной ее пролету. Тогда первая граничная ширина будет определяться выражением $b_{гр.1}=2a+b_{оп}$.

Рис. 3. Изменение предельной величины концентрированной нагрузки h_0 и a
 a — П-II-3.1; $б$ — П-II-3.2; $в$ — П-II-3.3; $г$ — П-II-3.4; 1 — по расчету по наклонному сечению; 2 — по расчету на продавливание; 3 — по предлагаемой интерполяционной зависимости; о — опытные данные



С другой стороны, при большой относительной высоте $\frac{h_0}{b-b_{оп}}$ разрушение по пирамиде продавливания на полной рабочей высоте h_0 не реализуется в пределах ширины b (рис. 2, а). При этом имеем промежуточную форму разрушения, объединяющую пирамиду продавливания на некоторой высоте x и наклонное сечение. Согласно опытным данным, высота x составляет примерно $0,25(b-b_{оп})$. С уменьшением величины $\frac{h_0}{b-b_{оп}}$ возможность разрушения от продавливания увеличивается, и при некоторой величине $\frac{h_0}{b-b_{оп}}$ будем иметь такое разрушение (рис. 2, б). Принимая $x=h_0$, из выражения $h_0=0,25(b-b_{оп})$ получим значение второй граничной ширины $b_{гр.2}=b_{оп}+4h_0$, при которой происходит переход к продавливанию. Из приведенных двух граничных величин определяющей является минимальная.

Выдвинутые предложения о влиянии факторов, определяющих переход к продавливанию, подтверждают экспериментально. В плитах П-II-3.4 и П-II-13.1 при ширине $b < b_{гр.2}$ и $b < b_{гр.1}$ имела место промежуточная форма разрушения, в плитах П-II-3.2 и П-II-3.3 при ширине $b \geq b_{гр}$ — разрушение от продавливания (рис. 3).

Сравнение результатов расчета по предлагаемой методике с опытными данными показывает их хорошее приближение. Средняя величина соотношения $\frac{p_{раз}^{оп}}{p_{расч}}$ для переходной области составляет 1,03 с максимальными отклонениями от -9 до $+13\%$. В то же время расчет по СНиП II-21-75 дает среднюю величину соотношения $\frac{p_{раз}^{оп}}{p_{СНиП}}$ в той же области, равную 0,86, с максимальными отклонениями от -26 до $+6\%$. Расположение расчетных графиков по предлагаемой методике, определяемых соответствующими значениями $\frac{b_{гр}}{b_{оп}}$, хорошо согласуется с результатами опытов.

Вывод

Исследования показали, что для плит с концентрированной нагрузкой при различных высоте и расстоянии от опоры до груза действуют основные закономерности переходной области разрушения по наклонному сечению и продавливанию. Принятая методика расчета дает хорошее согласование с опытом.

О связи критерия морозостойкости с реальной морозостойкостью бетонов

Способ прогнозирования морозостойкости бетона еще на стадии проектирования его состава уже был описан¹. Для этой цели введен критерий морозостойкости, который определяется выражением

$$P_{у.з} \geq 0,09 P_{и}, \text{ или } \frac{P_{у.з}}{0,09 P_{и}} \geq 1, \quad (1)$$

где $P_{у.з}$ — условно-замкнутая («резервная») пористость; $P_{и}$ — интегральная (открытая) пористость. Вывод этого критерия основан на том, что бетоны с высокой морозостойкостью должны иметь условно-замкнутую пористость, отнесенную к единице их объема, не меньшую, чем возможное приращение объема жидкой фазы при замораживании бетона единицы объема в водонасыщенном состоянии. Критерий морозостойкости в общем виде описывается неравенством:

$$\begin{aligned} & 0,041 \alpha C\% \geq 0,09 \times \\ & \times \left[\frac{(B - 0,23 \alpha C) + (1 - K_y) 1000}{10} - \right. \\ & \left. - 0,0041 \alpha C \right] \%, \quad (2) \end{aligned}$$

где B — расход воды на 1 м^3 бетонной смеси, кг или л; α — степень гидратации цемента, %; C — расход цемента на 1 м^3 бетонной смеси, кг; $0,23$ — масса воды, вступающая в химическое взаимодействие с единицей массы цемента; K_y — коэффициент уплотнения бетонной смеси в долях единицы.

Для цементного камня критерий морозостойкости имеет вид

$$\begin{aligned} & \frac{0,041 \alpha \rho_{ц}}{(1 + \rho_{ц} B/C)} 100\% \geq 0,09 \times \\ & \times \frac{(B/C - 0,27 \alpha) \rho_{ц}}{(1 + \rho_{ц} B/C)} 100\%, \quad (3) \end{aligned}$$

где $\rho_{ц}$ — отношение плотности цемента к плотности воды; B/C — водоцементное отношение по массе.

¹ Шейкин А. Е. Прогнозирование морозостойкости бетона при выборе его состава. — Бетон и железобетон, 1979, № 11.

После преобразований формула (3) принимает вид

$$\frac{0,456 \alpha}{B/C - 0,27 \alpha} = 1. \quad (4)$$

Значения всех параметров уравнений (2) и (4) при известных составах бетонов или растворов могут быть вычислены. Коэффициент α (степень гидратации цемента) может быть определен исходя из активности цемента через относительную плотность цементного камня. Таким образом, зная состав смеси и условия твердения бетона, можно прогнозировать его морозостойкость.

Представляет интерес проверка предложенного критерия морозостойкости на экспериментальных данных. Большое число различных данных о структуре бетонов и составах бетонных смесей содержится в работе [1], в которой всесторонне исследуются характеристики бетонов и, в частности, строение порового пространства цементного камня и бетона. Приводятся результаты исследования на морозостойкость тяжелых и легких бетонов 18 составов, в которых менялись масса составляющих смеси и водоцементное отношение. Интегральная пористость определялась путем выдерживания образцов в воде до постоянной массы, а условно-замкнутая пористость — насыщением образцов водой до постоянной массы при предварительном разряжении 740—750 мм рт. ст. При таком методе определения интегральная пористость вычисляется довольно точно, а условно-замкнутая — неполностью (остаются воздушные пузырьки, не заполненные водой), поэтому для определения условно-замкнутой пористости использована формула

$$P_{у.з} = 0,0041 \alpha C\%. \quad (5)$$

Исходя из марки цемента и возраста образцов степень гидратации цемента была принята равной 0,7. Используя приводимые в работе [1] значения интегральной пористости и условно-замкнутой пористости, вычисленные по формуле (5), нами по формуле (1) определен критерий морозостойкости (табл. 1). Из графика (см. рисунок) следует, что существует прямая связь между критерием морозостойкости и морозостойкостью.

В работе [2] приведены результаты определения морозостойкости образцов из цементного камня, приготовленных на разных цементах, твердевших при отрицательных и положительных температурах в течение 11 ч и 28 сут. Показаны значения степени гидратации цемента α и водоцементного отношения.

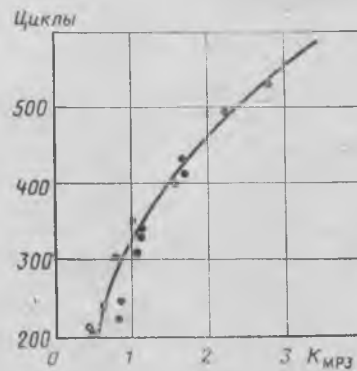
По этим данным были определены (табл. 2) условно-замкнутая пористость

Таблица 1

№ опыта	Критерий морозостойкости	Морозостойкость, циклы	№ опыта	Критерий морозостойкости	Морозостойкость, циклы
1	1,065	310	10	1,455	400
2	1,096	330	11	1,656	430
3	1,64	410	12	1,939	490
4	2,193	490	13	0,452	200
5	2,741	530	14	0,423	210
6	3,289	580	15	0,634	240
7	0,8	220	16	0,754	300
8	0,814	245	17	0,876	310
9	1,09	340	18	1,02	350

Таблица 2

№ опыта	Условно-замкнутая пористость, %	Интегральная пористость, %	Степень гидратации	Критерий морозостойкости	Морозостойкость, циклы
1	4,156	14,1	0,55	3,271	495
2	4,609	11,113	0,61	4,603	700
3	4,307	13,104	0,57	3,649	440
4	4,005	15,094	0,53	2,946	430
5	3,476	18,577	0,46	2,077	147
6	1,209	33,506	0,16	0,4	122
7	4,178	28,284	0,73	1,638	294
8	4,515	26,026	0,79	1,924	400



Зависимость морозостойкости бетонов от критерия морозостойкости $K_{рз}$

по формуле (5) и интегральная пористость по формуле

$$P_{и} = \frac{(B/C - 0,27\alpha) \rho_{ц}}{(1 + \rho_{ц} B/C)} 100\%, \quad (6)$$

а также критерий морозостойкости по формуле (4).

Для обработки результатов этих экспериментов был применен метод корреляционного анализа, дающий возможность оценить взаимное влияние различных факторов. Метод позволяет вычислить статистические оценки каждой из заданных величин, а затем, определив коэффициенты корреляции, судить о взаимном влиянии различных факторов [3].

Коэффициенты корреляции определяли по формуле:

$$r_{kl} = \frac{\sum_{i=1}^n \left(X_{ki} - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_{ki} \right) \times \left(X_{li} - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_{li} \right)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(X_{ki} - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_{ki} \right)^2} \times \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(X_{li} - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_{li} \right)^2}}, \quad (7)$$

где: X_{ki} ; X_{li} — значения факторов X_k , X_l в i -м наблюдении (опыте); $i=1, 2, \dots, n$; $n=8$ для [2] и $n=18$ для [1]; $K=1, 2, \dots, 6$; $l=1, 2, \dots, 6$.

Для данных [1] коэффициент корреляции между критерием морозостойкости и морозостойкостью равен 0,96, а

Таблица 3

Отклонение функции z	Границы для r коэффициента			
	По данным работы [1]		По данным работы [2]	
	нижняя	верхняя	нижняя	верхняя
P_z	0,94	0,97	0,84	0,95
σ_z	0,93	0,98	0,79	0,96
$2\sigma_z$	0,89	0,99	0,57	0,98
$2,58\sigma_z$	0,85	0,99	0,36	0,99

для данных [2] равен 0,91. В работе [3] такие значения коэффициентов корреляции относятся к практически строгой прямой связи.

Представляет интерес вопрос о надежности полученных значений коэффициентов корреляции r . Для этого воспользуемся функцией Фишера [4]:

$$z = \frac{1}{2} \ln \frac{1+r}{1-r} = 1,15 \lg \frac{1+r}{1-r}. \quad (8)$$

Распределение функции z почти нормально и независимо от значения r , при этом вероятное отклонение P_z и стандартное отклонение σ_z величины z будут равны:

$$P_z = 0,675 \frac{1}{\sqrt{n-3}}, \quad (9)$$

$$\sigma_z = \frac{1}{\sqrt{n-3}}, \quad (10)$$

где n — число пар значений, вошедших в определение r или z .

Используя уравнения (8)—(10) для данных [1], получим: $z=1,94$; $\sigma_z=0,25$; $P_z=0,1743$; а для данных [2]: $z=1,53$; $\sigma_z=0,4472$; $P_z=0,3019$. Далее вычисляем интервалы изменения r , соответствующие допустимым изменениям z , определенным посредством σ_z и P_z (табл. 3).

Данные табл. 3 показывают, что для всех аналогичных опытов значения r с вероятностью 50% принадлежат интервалу $0,94 < r < 0,97$ по результатам работы [1] и интервалу $0,84 < r < 0,95$ по результатам работы [2], с вероятностью 95% интервалу $0,89 < r < 0,99$ и $0,57 < r < 0,98$ соответственно для [1] и [2].

Таким образом, обработка данных упомянутых работ полностью подтверждает правильность предложенного критерия морозостойкости для оценки реальной морозостойкости бетонов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Горчаков Г. И., Алимов Л. А., Воронин В. В., Акимов А. В. Зависимость морозостойкости бетонов от их структуры и температурных деформаций. — Бетон и железобетон, 1972, № 10.
- Бутт Ю. М., Колбасов В. М., Берлин Л. Е. Исследование влияния структуры цементного камня на морозостойкость. — Бетон и железобетон, 1972, № 1.
- Гласс Дж. и Стенли Дж. Статистические методы в педагогике и психологии. Пер. с англ. М., Прогресс, 1976.
- Уорсинг А. и Геффнер Дж. Методы обработки экспериментальных данных. Пер. с англ. М., 1953, с. 294—299.

УДК 693.546

Ю. С. ЧЕРКИНСКИЙ, д-р хим. наук, В. М. ТАРАКАНОВ, инж. (НИЛ ФХММ и ТП)

Исследование структурно-механических характеристик песчано-бетонных смесей

Как известно, для жестких цементно-песчаных смесей поиск зависимости «структура — свойство» с использованием таких критериев, как расплыв конуса на встряхивающем столике (по ГОСТ 310—76), осадка конуса или жесткость (по ГОСТ 10181—76), не дает результата.

В последнее время все большее внимание уделяется прямым методам определения физико-механических характеристик бетонных смесей, в том числе предельному напряжению сдвига τ [1], получаемому путем измерения силы.

Принципиально новые возможности в изучении физико-механических свойств бетонной смеси открываются при измерении ее относительной и сдвиговой деформации γ , отражающей изменение определенных геометрических параметров песчано-бетонных смесей.

В НИЛ ФХММ и ТП разработан метод измерения усилия вырыва P и предельного перемещения $\Delta l_{пр}$ с помощью специального прибора. Его рабочий орган в форме рифленого стержня (пластины) с величиной «зуба», соизмеримой с диаметром частиц заполнителя (рис. 1),

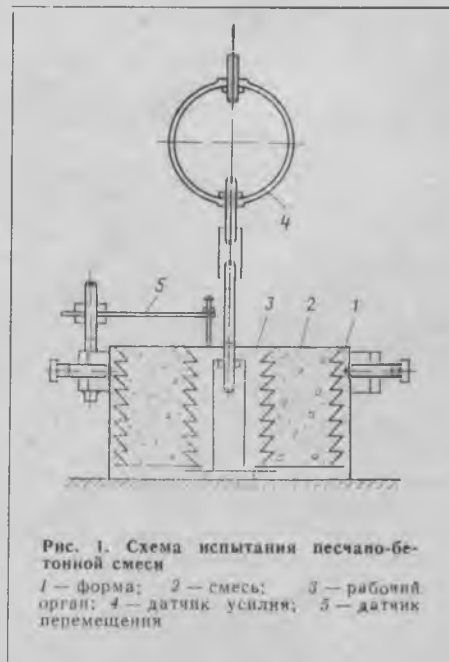


Рис. 1. Схема испытания песчано-бетонной смеси
1 — форма; 2 — смесь; 3 — рабочий орган; 4 — датчик усилия; 5 — датчик перемещения

позволяет получать классические диаграммы $P - \Delta L$.

Порядок работы при оценке структурно-механических свойств бетонных смесей, в частности цементно-песчаных, следующий. Цилиндрическая форма с закрепленным в ней рабочим органом прибора заполняется испытуемой смесью и уплотняется до $K_y = 0,96 - 0,98$. Для предотвращения возможного перемещения смеси относительно формы или рабочего органа за счет пристенного скольжения в процессе испытания боковая и внутренняя поверхность формы и наружная поверхность рабочего органа выполнены с рифлением. Глубина и форма выступов выбраны после экспериментов, в которых было показано, что критерием, определяющим достоверность результатов, является отношение величины выступа к среднестатистическому диаметру частиц заполнителя h/d . Было установлено, что при $h/d \geq (1 \div 2)$ усилие вырыва имеет стабильные значения, и проскальзывания бетонной смеси относительно поверхности формы не наблюдается.

Фиксация перемещения рифленого стержня осуществлялась с помощью консольного датчика перемещения и кольцевого датчика усилия тензометрическим методом [2]. Сигналы от датчиков усиливались с помощью двух фотокомпенсационных усилителей постоянного тока типа Ф-359 и поступали на двухкоординатный самописец Ф-359. Исследовались реологические и структурно-механические свойства цементно-песчаных смесей (кг/м^3), приведенных в таблице.

В качестве вяжущего использовали цемент марки М 400 Воскресенского завода с нормальной плотностью 28% и удельной поверхностью $2800 \text{ см}^2/\text{г}$. Заполнителем служил песок Тучковского карьера, просеянный через сито с отверстием 5 мм. Составы уплотняли на стандартной виброплощадке с амплитудой 0,5 мм и пригрузом 50 г/см^2 .

Были произведены 2—3 контрольных испытания каждого из 10 составов различных серий, которые показали удовлетворительную сходимость результатов. При определении предельного усилия вырыва относительная ошибка составляла около 5%, а при определении предельной деформативности — 10—15%.

На рис. 2 показаны примеры записей усилия в зависимости от перемещения для составов с $P : C = 3 : 1$ с водосодержанием смеси 200, 220, 240, 260, 280 л/м^3 . Все кривые имеют четко выраженный максимум, соответствующий моменту разрушения песчано-бетонных смесей. Величина предельного усилия $P_{\text{пр}}$, при котором происходит разрушение, существенно изменяется в зависимости от

$B, \text{л/м}^3$	1:1		2:1		3:1		4:1		5:1		6:1	
	П	Ц	П	Ц	П	Ц	П	Ц	П	Ц	П	Ц
180	—	—	—	—	—	—	—	—	1855	371	1902	317
200	—	—	—	—	1650	550	1748	437	1810	362	1854	309
220	—	—	1550	725	1608	536	1704	426	1765	353	1806	301
240	—	—	1410	705	1566	522	1660	415	1720	344	1764	294
260	—	—	1372	686	1527	509	1616	404	1675	335	1716	286
280	1030	1030	1336	668	1485	495	1572	393	1630	326	—	—
300	1000	1000	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
320	970	979	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
340	943	943	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

водосодержания смеси. Так, состав с водосодержанием 200 л/м^3 характеризуется небольшой величиной P , при которой произошло разрушение. Это объясняется тем, что такая смесь не была достаточно уплотнена. Коэффициент уплотнения в данном случае составлял 0,8, а для всех остальных составов данной серии с $P : C = 3 : 1$ его величина была равна 0,96—0,98.

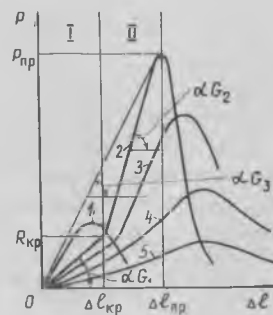


Рис. 2. Характерные примеры записи диаграммы усилие-перемещение песчано-бетонной смеси состава $P : C = 3 : 1$

I — область деформации песчано-бетонной смеси по цементному тесту; II — деформация цементного теста и частиц заполнителя I—5 — расход воды соответственно 200, 220, 240, 260 и 280 л. Регистрируемые параметры: усилие вырыва стержня предельное ($P_{\text{пр}}$) и критическое ($P_{\text{кр}}$); перемещения стержня предельное ($\Delta L_{\text{пр}}$) и критическое ($\Delta L_{\text{кр}}$); модули деформации при сдвиге σ_1, σ_2 и σ

Как было установлено, предельная сдвиговая деформация или величина перемещения рифленого стержня относительно корпуса формы, соответствующая моменту разрушения, увеличивается с увеличением водосодержания смеси (за исключением состава с водосодержанием 280 л/м^3).

Для конгломератного материала со сфероподобными частицами типа песчано-бетонных смесей диаграмма отражает следующие существенные особенности, которые рассмотрим на примере кривой

2 на рис. 2, соответствующей смеси с $P : C = 3 : 1$ и $B = 220 \text{ л/м}^3$.

Бетонная смесь характеризуется двумя модулями деформации при сдвиге σ_1 и σ_2 . Очевидно, это обусловлено тем, что в процессе испытания на первом этапе деформируются частицы песка постепенно сближаются, а свойства бетонной смеси определяются свойствами цементного теста. И лишь после того, как крупные частицы песка в процессе деформирования смеси вошли в зацепление, модуль деформации тела определяется структурой, образованной связанной предельно тонкой прослойкой цементного теста, аналогичной структуре, рассмотренной в [3].

Таким образом, каждому составу (при предельном уплотнении песчано-бетонных смесей) однозначно соответствуют предельное напряжение сдвига, предельная деформативность и два модуля деформации сдвига. Следовательно, с помощью данных величин можно охарактеризовать консистенцию песчано-бетонной смеси в зависимости от состава и качества исходных материалов.

Экспериментальные данные для составов, приведенных в таблице, были обработаны методом наименьших квадратов. В результате получены аналитические зависимости предельного напряжения сдвига τ и относительной предельной деформативности γ от цементно-водного и песчано-цементного отношений:

$$\tau_{\text{пр}} = 0,1155 C/B + 0,0568 P/C - 0,363; \quad (1)$$

$$\gamma_{\text{пр}} = -0,1116 C/B - 0,074 P/C + 0,5715. \quad (2)$$

Следует отметить что если C/B -отношение рассчитывать с учетом количества воды, находящейся на поверхности песка, то уравнение (1) практически не зависит от P/C и представляет собой закон истинных V/C -отношений (по аналогии с законом Болемя), но не для песчаного бетона, а для песчано-бетонных смесей.

Можно предполагать, что обнаруже-

ние для смесей отличия от закона V/C -отношений отражает определенные явления на поверхности частиц заполнителя. По-видимому, вода, находящаяся на поверхности заполнителя смеси, не участвует в синтезе ее пластической прочности. Однако по мере твердения бетонной смеси вода с поверхности заполнителей переходит в цементный камень, поэтому

прочность затвердевшего бетона определяется уже не истинным водоцементным отношением, а полным. При описании структурно-механических свойств бетонной смеси возможно воспользоваться как основными параметрами $R_{пр}$ и $\Delta l_{пр}$, так и величинами $\Delta P_{кр}$, $\Delta l_{кр}$, σ , σ_2 и σ (см. рис. 2, полученными по данной методике).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Баженов Ю. М. и др. Получение бетона заданных свойств. М., Стройиздат, 1978.
2. Ренский А. Б., Баранов О. С., Макаров Р. А. Тензометрирование строительных конструкций и материалов. М., Стройиздат, 1977.
3. Блещик Н. П. Структурно-механические свойства и реология бетонной смеси и пресс-вакуум-бетона. Минск, Наука и техника, 1977.

УДК 691.327:666.973.2:669.046.58:539.4

С. П. РУСИН, В. Ф. ЯКУЩЕНКО, инженеры
(Новокузнецкое отделение Уралнистромпроекта)

Прочность мелкозернистого шлакобетона при растяжении

Разработана технология изготовления мелкозернистого шлакобетона на основе шлакопортландцемента и гранулированного доменного шлака. Одним из отличительных свойств бетона является повышенная прочность сцепления заполнителя и цементного камня, обусловленная однородными физико-механическими свойствами составляющих. Это позволяет повысить прочность бетона при растяжении*.

В настоящее время прочность бетона при растяжении определяется в зависимости от его прочности при сжатии. В связи с этим прочность мелкозернистого шлакобетона при осевом растяжении исследовали в зависимости от кубиковой прочности, равной 15—80 МПа. Составы шлакобетона и технологию его приготовления принимали по ВСН 67-114-76.

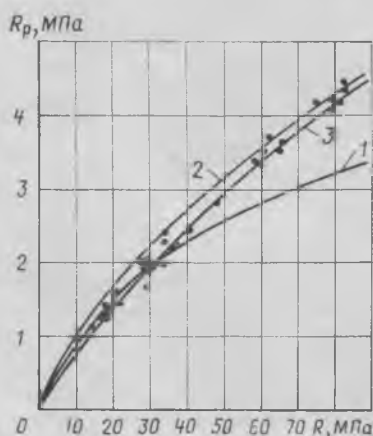
Испытывали опытные образцы-призмы размером 10×10×40 см в возрасте 28—30 сут. На торцы образцов эпоксидным клеем наклеивали анкерные стальные плиты, к которым впоследствии крепили устройства, создававшие центрально-растягивающие усилия.

Опытные образцы изготавливали сериями (по три призмы каждая) и испытывали на осевое растяжение. Кубиковую прочность бетона определяли на трех кубках с размером ребра 10 см. Зависимость прочности при растяжении мелкозернистого шлакобетона от его кубико-

вой прочности показана на рисунке. При высокой прочности шлакобетона при сжатии (60—80 МПа) опытные данные удовлетворительно согласуются с формулой Ферэ.

$$R_p = 0,232 \sqrt[3]{R^2}. \quad (1)$$

При кубиковой прочности бетона менее 50 МПа опытная прочность шлакобетона при растяжении меньше определенной по выражению (1). В связи с этим было получено уравнение, в котором объединены в одну зависимость



Зависимость прочности при растяжении мелкозернистого шлакобетона от его кубиковой прочности 1 — по СНиП 11-21-75; 2 — по формуле Ферэ; 3 — по предлагаемой формуле для мелкозернистого шлакобетона (каждая точка соответствует среднему значению одной серии образцов)

прочность шлакобетона при растяжении и кубиковая прочность:

$$R_p = 0,232 \sqrt[3]{R^2} - a(2,3 - \gamma), \quad (2)$$

где γ — объемная масса шлакобетона; a — эмпирический коэффициент, определяемый по опытными данным; 2,3 — объемная масса шлакобетона при кубиковой прочности 80 МПа (в t/m^3).

Как видно из выражения (2), с увеличением объемной массы бетона (или с повышением его кубиковой прочности) прочность шлакобетона при растяжении повышается и при объемной массе 2,3 t/m^3 определяется уравнением Ферэ. Однако для практических расчетов пользоваться значениями объемной массы бетона неудобно. Ранее* была предложена зависимость объемной массы шлакобетона от кубиковой прочности:

$$\gamma = \sqrt[3]{\frac{R}{b}}, \quad (3)$$

где b — эмпирический коэффициент, определяемый из опыта.

Подставлением выражения (3) в выражение (2) и определением коэффициентов методом наименьших квадратов получено уравнение прочности шлакобетона при растяжении:

$$R_p = \left[0,232 \left(\sqrt[3]{R^2} + \sqrt[3]{R} \right) - 1 \right] \quad (4)$$

с коэффициентом корреляции 0,98.

Как видно из рисунка, при кубиковой прочности 60—80 МПа прочность при растяжении шлакобетона на 25% выше прочности тяжелого бетона.

При испытании кубов раскалыванием или при изгибе бетонных балок прочность на растяжение можно определять по ранее предложенным* зависимостям.

Выводы

Прочность мелкозернистого шлакобетона при растяжении может определяться в зависимости от его кубиковой прочности по формуле (4). При прочности на сжатие более 40 МПа прочность при растяжении мелкозернистого шлакобетона в среднем на 20% больше прочности тяжелого бетона на крупном заполнителе,

* Федькин Н. И., Диамант М. И. Высокопрочный мелкозернистый шлакобетон. М., Стройиздат, 1975.

Л. А. МАЛИНИНА, д-р техн. наук; К. М. КОРОЛЕВ, канд. техн. наук;
В. П. РЫБАСОВ, инж. (НИИЖБ)

Рациональный метод приготовления сталефибробетонной смеси

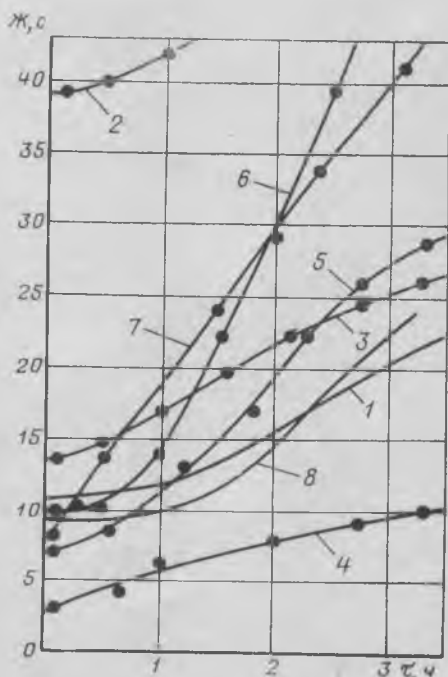
В практике приготовления сталефибробетонной смеси методом перемешивания встречаются некоторые трудности. При смешивании исходных компонентов стальные волокна образуют комки-ежи, которые трудно впоследствии разъединить. Это приводит к неравномерному распределению металлических волокон в замесе и ухудшает физико-механические свойства сталефибробетона.

Отечественный опыт и зарубежная практика показали, что оптимальное соотношение между длиной и диаметром l/d стальных волокон составляет 75—125. При $l/d=50$ приготовление сталефибробетонных смесей в стандартных смесителях не вызывает никаких трудностей; при $l/d=150$ приготовление смесей в стандартных смесителях невозможно.

Было установлено, что в подвижных смесях равномерное распределение стальной фибры достигается проще, чем в жестких. Для предотвращения комкования фибры в зарубежной практике вначале смешивают крупный и мелкий заполнители в обычных смесителях, затем, не останавливая вращения смесителя и дозируя необходимое количество фибры, производят повторное смешивание до получения однородной среды. При этом рекомендуется применять следующие методы и оборудование: метод, при котором каждое волокно достигает поверхности бетонной смеси отдельно и затем немедленно удаляется от места введения (с помощью сита, работающего совместно со смесителем); метод набрызга по типу торкретирования (в конструкцию одновременно подают бетонную смесь и фибру по двум различным каналам, оканчивающимся соплами); метод пресования, заключающийся во вдавливании равномерно подаваемой арматуры в бетонную смесь, например при изготовлении изделий методом центрифугирования,

При использовании новых типов смесителей для приготовления сталефибробетонных смесей НИИЖБ совместно с другими организациями были проведены

№ состава	Добавка, % массы цемента	Консистенция смеси Ж/О, К., с/см	Воздуховложение, %	Энергоемкость процесса приготовления смеси, %	Предел прочности, %	
					при сжатии	растяжение при изгибе
1	Исходная смесь без фибры и добавки	12/0	7	57	38	3,5
2	Контрольная смесь без добавки	39/0	5	100	49,6	8,8
3	Смесь с добавкой 0,25% СДБ	18/0	10	85	41,5	8,3
4	То же, с 0,5% СДБ	3/3	21	32	38,2	8,1
5	То же, с 2,3% КОМД-С	6/2	6,5	46	43,1	8,2
6	То же, с 0,75% С-3	10/0	6	53	44,3	9,5
7	То же, с 2,4% КМБП	7/0	7,2	53	50,5	9,7
8	Смесь без добавки с $B/C=0,485$	9/0,5	4	55	37,3	6,1



Изменение жесткости сталефибробетонных смесей во времени в зависимости от состава (цифрами обозначены составы по таблице)

сравнительные испытания оборудования. Исследовали серийно производимые турбулентные смесители СБ-43Б, СБ-81, СБ-108 и СБ-120; струйный смеситель [1], в котором смешивание исходных компонентов обеспечивается энергией сжатого воздуха (конструкция создана в Саратовском политехническом институте); спирально-вихревой смеситель [2], в котором смешивание достигается колебательными движениями днища (конструкция разработана СПКО Оргтехстроем МПСМ ЛатвССР); смесители принудительного действия с активным рабочим органом [3] (разработан на базе серийно выпускаемых смесителей принудительного действия, создан в Челябинском политехническом институте). Кроме струйного, все смесители циклического действия.

В результате проведенных испытаний установлено, что в турбулентном смесителе можно изготавливать сталефибробетонные смеси подвижностью не менее 6—8 см; в струйном смесителе — только жесткие (не менее 10 с по ГОСТ 10181—76) сталефибробетонные смеси; в спирально-вихревом смесителе — качественные сталефибробетонные смеси практически любой консистенции. Однако ориентировать строительную индустрию на широкое использование подобных смесителей пока нельзя. Наибольшая вместимость освоенных смесителей 250 л недостаточна для строительной индустрии.

Смеситель с активным рабочим органом является модификацией вибрационного смесителя. Срок службы отдельных узлов и деталей его незначителен, а уровень звукового давления при работе смесителя иногда превосходит допустимые нормы.

Были проведены исследования смесителей принудительного действия роторного типа, наиболее широко применяемых в отечественной и зарубежной практике. Возможность использования таких смесителей для приготовления сталефибробетонных смесей изучали на лабораторном смесителе роторного типа с объемом готового замеса 33 л (вместимость по загрузке 50 л), питаемого от постоянного тока, позволяющего плавно регулировать скорость вращения ротора. В процессе испытания использовали некоторые пластификаторы. Результаты исследований представлены на рисунке.

Эксперименты проводили на сталефибробетонной смеси состава Ц:П=1:2,5 при $B/C=0,4$ с объемным содержанием стальной фибры с $l/d=100$ и $d=0,5$ мм, равным 1,5% (см. таблицу). В качестве вяжущего использовали воскресенский портландцемент марки М 400, песок

подмосковных карьеров с $M_{кр}=2,1$. Прочностные характеристики определяли по ГОСТ 10180—78 на образцах-кубах с размером ребра 100 мм и призмах размером $100 \times 100 \times 400$ мм после 28 сут нормального хранения

Введение стальной фибры в количестве 1,5% объема резко изменяет реологические свойства смеси и физико-механические характеристики затвердевшего сталефибробетона. Увеличение V/C с 0,4 до 0,485 (состав № 8) улучшает консистенцию смеси и понижает энергоемкость процесса ее приготовления. Однако увеличение V/C значительно снижает эффективность использования стальной фибры и долговечность бетона.

Использование 0,25% СДБ благоприятствует введению стальной фибры. Введение 0,5% СДБ позволило получить смесь с более лучшими реологическими свойствами, чем у исходной матрицы. Но такая дозировка СДБ резко замедляет нарастание прочности, а чрезмерное воздухововлечение снижает прочность сталефибробетона, особенно при сжатии. Однако введение 0,5% СДБ от массы цемента оказывает меньшее отрицательное влияние на свойства бетона, увеличение V/C до 0,485 при получении смеси большей пластификации.

Созданы комплексные добавки на основе СДБ, в которых стабилизирующий эффект СДБ снижается благодаря введению электролитов [4]. Одной из таких добавок является комплексная органически-минеральная добавка КОМД-С [5]. Добавка помимо ПАВ и электролита, нитрат натрия в количестве до 2% массы цемента содержит гидрофобизатор — стоапсток. Применение такой добавки в смесях сильной пластификации на 14% снижает прочность при сжатии и не влияет на прочность при растяжении при изгибе.

В последние годы созданы принципиально новые добавки-суперпластификаторы, например суперпластификатор С-3, использование которого позволило получить удобоукладываемую смесь, при этом на 40% повысить предел прочности на растяжение при изгибе. Однако прочность при сжатии снижается до 11%. Учитывая достаточно высокую стоимость чистого продукта С-3 (287 р/т) и необходимость обеспечения заданных структурных характеристик бетона, в НИИЖБ разработаны комплексные добавки на основе С-3, в частности комплексный модификатор бетона порошкообразный (КМБП), позволяющий получить сталефибробетонную смесь и затвердевший бетон улучшенного качества. Применение добавок способствует экономии цемента, но не является основным критерием эффективности использо-

вания добавок в сталефибробетоне.

Уменьшение V/C не повысило, как ожидалось, прочностных показателей. В то же время снижение расхода цемента на 108 кг/м^3 при постоянном V/C позволило не только получить почти равнопрочный бетон при сжатии, но и увеличить предел прочности на растяжение при изгибе на 20%.

Введение добавки без изменения расхода материалов позволяет получать смесь с жесткостью 7 с. Для получения равнопрочной сталефибробетонной смеси такой же жесткости потребовалось увеличить расход цемента на 160 кг/м^3 при постоянном V/C , что на 46% повысило предел прочности на растяжение при изгибе без изменения прочности при сжатии.

Таким образом, для приготовления сталефибробетонных смесей с различным содержанием фибровой арматуры можно применять серийно производимые смесители принудительного действия, используя при этом сильнодействующие пластифицирующие добавки.

Для обеспечения равномерного распределения фибр в объеме замеса рекомендуется предварительно приготовить исходную бетонную смесь с пластифицирующей добавкой (матрица) и только затем равномерно вводить стальную фибру. Для улучшения физико-механических характеристик сталефибробетона и повышения эффективности использования фибры целесообразно использовать суперпластификатор С-3 и комплексные добавки на его основе.

Применение добавок позволяет уменьшать расход цемента в сталефибробетонных смесях более 100 кг/м^3 , что, с учетом стоимости расхода добавки, снижает его себестоимость на $0,8—1 \text{ р/м}^3$. Основным экономический эффект достигается благодаря уменьшению трудоемкости арматурных работ.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Машин А. Р. Электронно-струйная технология бетона и сборных железобетонных изделий. Саратов, Приволжское книжное изд-во, 1968.
2. Лидумс А. К., Алсин Б. А. Интенсификация приготовления фиброармированного бетона В кн.: Фибробетон и его применение в строительстве. М., 1979.
3. Евсеев Б. А., Кромская Н. Ф., Дейруп О. А. Оборудование для производства металлической фибровой арматуры и бетонной смеси. — В кн.: Фибробетон и его применение в строительстве. М., 1979.
4. Тринкер Б. Д., Жиц Г. Н., Тринкер А. Б. Эффективность применения комплексных добавок из ПАВ и электролитов. — Бетон и железобетон, 1977, № 10.
5. Мадорский Э. Б., Томашпольский А. Л. Повышение качества и регулирование свойств товарного бетона. — В кн.: Задачи заводских лабораторий в повышении качества бетона сборных изделий М. МДНТП им. Э. Дзержинского, 1979.

Арматура

УДК 691.87:693.554

П. Н. ГАНАГА, канд. техн. наук (РИСИ)

К учету работы высокопрочной арматуры за условным пределом текучести

В действующих нормах для учета работы высокопрочной арматуры за условным пределом текучести вводится коэффициент m_{a4} . Однако при высоких уровнях преднапряжения ($\sigma_0 > 0,5 \sigma_{0,2}$), когда в результате выбора части пластических деформаций и релаксации в арматуре происходит заметное повышение условного предела текучести [1, 2], необходимо отдельно учитывать эффект преднапряжения и работу арматуры за условным пределом текучести по формуле

$$m_{a4} = S m'_{a4} \quad (1)$$

Ограничения предельных деформаций в арматуре при $\epsilon_a = 1\%$ [3] не вполне корректны при сравнении результатов расчета обычных и преднапряженных элементов.

Очевидно, в преднапряженных элементах следует ограничить приращения напряжений в арматуре ($\Delta \epsilon_a = 1\%$) для повышения m_{a4} .

В РИСИ проанализированы результаты исследований балок с арматурой классов А-IV, Ат-V, Ат-VI, Ат-VII, Вр-II и К-7. Опытные балки размером $12 \times 20 \times 320$ см имели различный процент армирования, что позволило определять m_{a4} в зависимости от ϵ'_R/ϵ'_R .

Как видно из графиков (рис. 1, 2), опытные данные хорошо аппроксимируются известной зависимостью:

$$m'_{a4} = \bar{m}'_{a4} - (\bar{m}'_{a4} - 1) \epsilon'_R/\epsilon'_R \quad (2)$$

где

$$\bar{m}'_{a4} = \beta \frac{\sigma_R}{\sigma'_{0,2}} = \beta \frac{\sigma_R}{S \sigma_{0,2}}$$

Значения ϵ'_R вычислены при условном пределе текучести арматуры:

$$\sigma'_{0,2} = S \sigma_{0,2}$$

а ϵ'_R — по формуле (30) СНиП II-21-75 при

$$\sigma_A = S \sigma_{0,2} + 0,002 E_a - \sigma_0$$

Коэффициент S подсчитывается по предложенной в работе [2] формуле или по таблице.

Исходя из предельно допустимых приращений деформаций в арматуре можно аналитически получить граничные значения m_{a4} в зависимости от величины преднапряжения арматуры.

Приняв

$$\sigma_a = (\sigma_0/E_a + 0,01) E_a^*$$

$$m_{a4}^{гр} = S m_{a4}^* = \frac{(\sigma_0 + 0,01 E_a) E_a^*}{\sigma_{0,2} E_a} \quad (3)$$

Значения секущего модуля деформации E_a^* определяли из выражения:

$$E_a^* = \left(A - B \frac{\sigma_{0,2}}{\sigma_B} \right) 10^6, \quad (4)$$

полученного на основании статистической обработки усредненных фактических диаграмм растяжения сталей и справедливого в интервале напряжений арматуры (0,5—0,95) σ_0 (при $\sigma_a < 0,5 \sigma_0$, $E_a^* = E_a$).

Параметры A и B приведены в таблице. Несмотря на то, что значения $\sigma_{0,2}$, σ_0 , σ_0 и т. д. меняются в зависимости от качества стали, диаметра арматуры, технологии изготовления и других факторов, отношение этих величин к временному сопротивлению на разрыв для определенного класса арматуры практически одинаково. На основании многочисленных опытов, проведенных в РИСИ, НИИЖБ, Ростовском Промстройини-проекте и других организациях, принята гипотеза стабильности изменения деформаций при соответствующем изменении σ_a/σ_0 в пределах данного класса арматуры, что позволило вывести формулы для E_a^* и коэффициента S [2].

Несмотря на то, что параметры A и B в формуле (4) позволяют получить нормативную диаграмму растяжения сталей, необходимую для расчета по второй группе предельных состояний, при изготовлении конструкции, величину преднапряжения следует назначать исходя из значения $\sigma_{0,2}$ с целью получения запроектированного коэффициента S .

Решая совместно уравнения (3) и (4), имеем:

$$m_{a4}^{гр} = \frac{A \sigma_B}{\sigma_{0,2}} \times \frac{\sigma_0 + 0,01 E_a}{\sigma_B E_a \cdot 10^{-6} + B \sigma_0 + B E_a \cdot 10^{-2}} \leq 0,95 \frac{\sigma_B}{\sigma_{0,2}} \quad (5)$$

Подставляя $m_{a4}^{гр}$, вычисленное по формуле (5), вместо m_{a4} в уравнение (2), можно получить граничные кривые (см. рис. 1, 2). При определении m_{a4} , равном или ниже граничных значений, в уравнении (2) $\beta=1$. Это позволяет увеличить расчетные сопротивления высокопрочной арматуры.

Повышение уровня преднапряжения

Класс арматуры	A	B	S при уровне преднапряжения $\sigma_0/\sigma_{0,2}$					
			0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
A-IV, Ат-IV	3,45	3,3	1,01	1,02	1,05	1,1	1,13	1,2
A-V, Ат-V	3,91	2,96	1	1,01	1,02	1,03	1,06	1,1
Ат-VI	2,96	2,01	1,01	1,02	1,03	1,06	1,11	1,16
Ат-VII	3,21	2,57	1	1,01	1,02	1,03	1,06	1,11
Вр-II	2,71	1,48	1,01	1,03	1,04	1,06	1,09	1,13
К-7	3,43	2,3	1,01	1,02	1,04	1,05	1,07	1,09

Примечания: 1. Промежуточные значения S определяются интерполяцией. 2. При учете коэффициента S следует допускать лишь положительное приращение коэффициента точности натяжения арматуры.

арматуры σ_0 в большинстве случаев положительно сказывается на прочности, трещиностойкости и деформативности изгибаемых элементов.

Однако учитывая, что предельно допустимое значение $\sigma'_{0,2} = 0,95 \sigma_0$, преднапряжение нельзя увеличивать беспречно. Для различных классов арматуры σ_0^{\max} можно найти из совместного

решения уравнения (4) и следующих формул:

$$\varepsilon_a = \varepsilon_{ап} + \varepsilon_y = \varepsilon_{ап} + \frac{0,95 \sigma_R}{E_a}; \quad (6)$$

$$\varepsilon_{ап} = \sigma_0 \left(\frac{1}{E_{01}} - \frac{1}{E_a} \right) + 0,002 + \frac{\sigma_{п1}}{E_a}, \quad (7)$$

где $\sigma_{п1}$ — потери от релаксации арматуры, определенные по нормам.

После преобразования получим:

$$L = \sigma_0^{\max} \left(\frac{10^{-5}}{A - B \frac{\sigma_0^{\max}}{\sigma_B}} - \frac{1}{E_a} \right), \quad (8)$$

где

$$L = 0,95 \sigma_B \left(\frac{1}{E_a^*} - \frac{1}{E_a} \right) - 0,002 - \frac{\sigma_{п1}}{E_a}$$

Значения σ_0^{\max} , получаемые при расчете по формуле (8) для исследуемых видов арматуры, несколько больше единицы, однако до получения дополнительных данных значения коэффициента S следует ограничить отношением $\frac{\sigma_0}{\sigma_{0,2}} = 1$.

Проведенный расчет прочности балок с учетом указанных рекомендаций улучшает совпадение с опытными данными и позволяет уменьшить расход высокопрочной арматуры в зависимости от уровня преднапряжения и класса на 9—20%.

Как видно из таблицы, в результате преднапряжения можно в зависимости от класса арматуры повысить условный предел текучести на 10—20%. Выбранная при этом часть пластических деформаций при σ_0^{\max} не превышает 20% для арматуры класса А-IV, Ат-IV и 10% — для других классов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Мадатия С. А. Учет эффектов преднапряжения арматуры при расчете прочности изгибаемых элементов. — Бетон и железобетон, 1978, № 6.
2. Ганага П. Н., Каган В. Б., Маньян Д. Р. Расчет прочности элементов с учетом эффекта преднапряжения арматуры. — Бетон и железобетон, 1979, № 9.
3. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. Под ред. А. А. Гвоздева. М., Стройиздат, 1978.

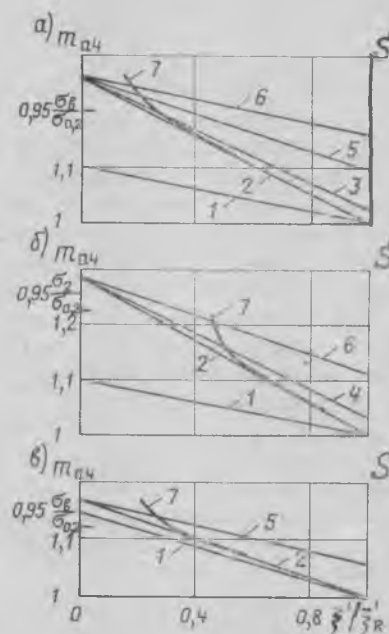


Рис. 1. Зависимость m_{a4} от $\sigma_0/\sigma_{0,2}$ для балок со стержневой арматурой класса Ат-VI (а), Ат-VII (б), Ат-V (в) 1 — по СНиП II-21-75; 2—6 — опытные значения m_{a4} с учетом эффекта преднапряжения арматуры при σ_0 , соответственно равно (0; 0,7; 0,8; 0,9; 1) $\sigma_{0,2}$; 7 — по формуле (5) при $\Delta \varepsilon_a = 1\%$

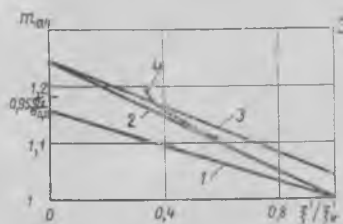


Рис. 2. Зависимость m_{a4} от отношения $\sigma_0/\sigma_{0,2}$ для балок с проволоочной арматурой класса Вр-II 1 — по СНиП II-21-75; 2, 3 — опытные значения с учетом эффекта преднапряжения арматуры при σ_0 , соответственно равно (0; 0,8) $\sigma_{0,2}$; 4 — по формуле (5) при $\Delta \varepsilon_a = 1\%$

Конвейерное производство крупноразмерных изделий

В настоящее время на заводе конструкций быстромонтируемых зданий ПО Днепроэнергостройиндустрия в г. Светловодске работают два стана («1501») по производству железобетонных элементов пролетом 12 м, высотой 6 м (см. рисунок на 2-й стр. обложки). Проект стана и технология изготовления изделий разработаны КБ Энерготехпрома. Оборудование стана поставлено Энерготехпромом, комплект форм шести типов — ПО Днепроэнергостройиндустрия.

Основными элементами быстромонтируемых зданий являются кровельная панель — преднатяженная ребристая комплексная плита размером 3×12 м, с высотой продольных ребер 450 мм и стеновые комплексные ребристые панели размером 3×6 м с высотой несущего ребра 355 мм, совмещающие несущие и ограждающие функции.

Для возможности монтажа зданий различного назначения изготавливается несколько типов стеновых панелей —

глухая с окном, торцевая, дверная и вращающаяся как по фасаду, так и по торцу здания и др.

Двухъярусный стан «1501» — это вертикально замкнутый конвейер, на верхнем ярусе которого расположены технологические посты распалубки, чистки-смазки форм-вагонеток, укладки арматуры, формовочный, укладки раствора и отделки открытой поверхности, выдерживания изделий (рис. 1). Нижний ярус представляет собой щелевую камеру проходного типа для тепловлажной обработки изделий. Транспортирование форм-вагонеток по верхнему ярусу осуществляется штанговым толкателем, между ярусами — подъемником и снижателем, в щелевой камере — снижателем. Предварительный подогрев изделий и их охлаждение производятся на верхнем ярусе стана в отдельных камерах, первая из которых расположена перед снижателем, вторая — после подъемника.

Пост распалубки оборудован четырь-

мя механическими подъемниками винтового типа, работающими от двух приводов и соединенных попарно по верху параллельными осями стана балками для установки специальной траверсы. Траверса навешивается на крюк крана и снабжена чалками для строповки изделий. Для смазки очищенных форм служат удочки-распылители, приготовление смазки централизовано.

На посту укладки арматуры находится установка электротермического натяжения (мощность трансформатора — 100 кВт·А). Она снабжена складывающимися шарнирными склизями для удобства подачи нагретых стержней в формы плит кровли.

Формовочный пост оснащен резонансным виброприводом горизонтального типа с эллиптическими колебаниями, механизмом подъема и опускания вибропривода, амортизирующими опорами форм, а также бетоноукладчиком (рис. 2). На виброприводе установлены пружины, вибратор 171-М1 мощностью 3 кВт, для присоединения к формам — 2 клиновых механизма с приводом от пневмоцилиндров. Механизм подъема выполнен в виде П-образной рамы с направляющими для траверсы, снабженной полками, на которые опирается вибропривод при подъеме. Цепной привод подъема помещается в верхней части рамы.

Опоры представляют собой отрезки рельсов длиной 0,5 м, установленные на резиновых амортизаторах. С основными рельсами они связаны шарнирно посредством коротких балочек-рельсов, что

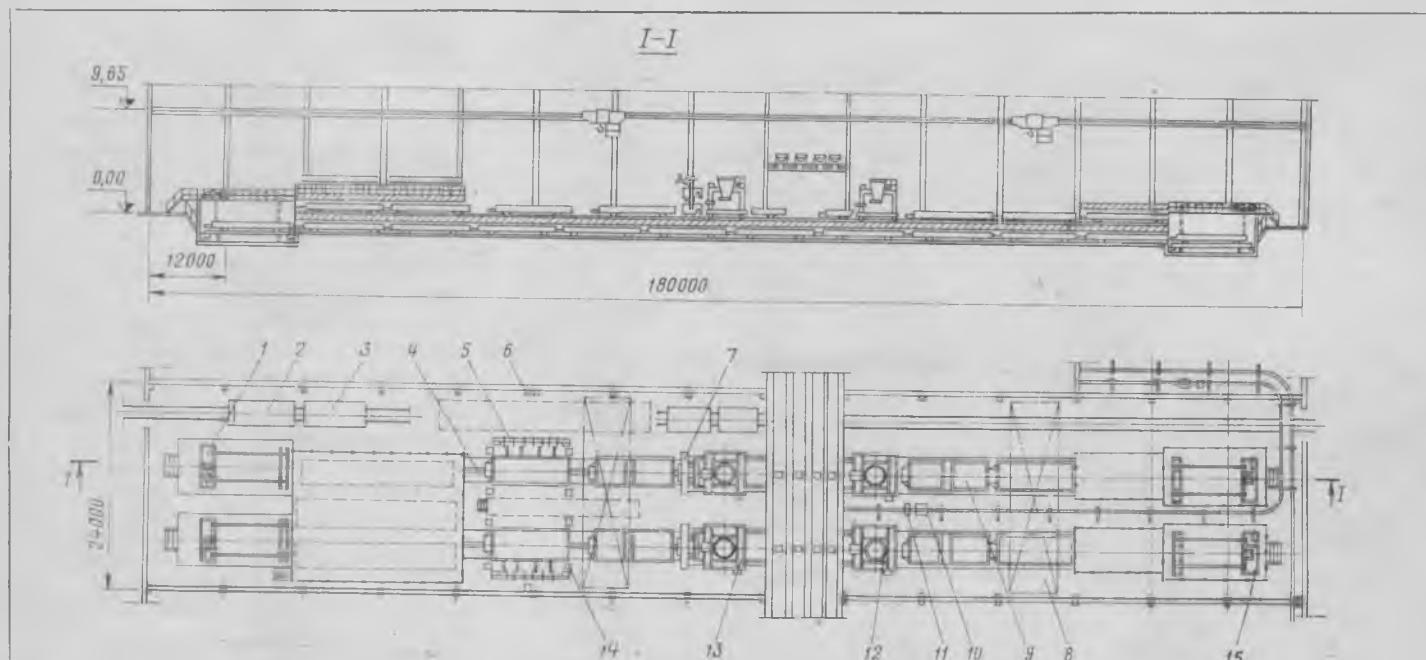


Рис. 1.

1 — подъемник; 2 — самоходная тележка; 3 — тележка-прицеп; 4 — толкатель штанговый; 5 — установка электронагрева арматуры; 6 — сварочный трансформатор; 7 — формовочный пост; 8 — кран мостовой; 9 — металлические формы; 10 — прицепная тележка; 11 — электроотягач; 12 — раствороукладчик; 13 — бетоноукладчик; 14 — распалубщик; 15 — снижатель

позволяет форме без помощи специальных механизмов проходить формовочный пост. Расстояние между осями опор равно базе колес форм-вагонеток. В средней части каждого рельса опор предусмотрена небольшая лунка для точной остановки форм на посту.

Двухскоростной бетоноукладчик портального типа (9,5 и 19 м/мин) имеет передвижаемый поперек портала поворотный бункер емкостью 3 м³ с управляемым вибрлотком. Для планировки и разравнивания бетонной смеси служит заглаживающий валок. Такая конструкция укладчика позволяет формировать изделия различной конфигурации. Электрооборудование размещается на бетоноукладчике в специальной стенке портала. Пульт управления с сидением оператора расположен на прицепной площадке. Раствороукладчик дополнительно снабжен затирочным диском с пневматическим прижимом, что позволяет получать требуемое качество поверхности изделий.

Штанговый толкатель, обеспечивающий перемещение форм по постам стана, выполнен в виде направляющей и набора кареток с упорами. Вместе расположения вибропривода одна из кареток заменена прямоугольной рамой. Толкатель приводится в движение от каретки подъемника, с которой сцепляется при помощи специального управляемого упора. Подъемник и снижатель имеют приводы подъема и перемещения форм цепного типа. Скорость вертикального перемещения 3,4 м/мин.

Управление транспортными операциями осуществляется в ручном или автоматическом режиме с центрального пульта управления, расположенного рядом с формовочным постом, а также с пультов, находящихся около подъемника и снижателя.

Одинаковая длина форм-вагонеток (13,5 м) позволяет изготавливать в одной форме одну кровельную или две стеновые панели. Продольные борта формы упругие, торцевые — откидные. Для образования в стеновых и торцевых панелях оконных, дверных и других проемов предусмотрены съемные вкладыши.

Щелевая камера разделена на зоны подъема температуры и изотермического выдерживания и оснащена паровыми регистрами и перфорированными трубами для подачи острого пара ($P=6 \text{ кг/см}^2$, $t=164^\circ\text{C}$). Оптимальный режим термообработки следующий: подъем температуры — 3 ч, изотермический прогрев — 8 ч, остывание изделий — 2 ч.

Управление теплотехническим процессом автоматическое. Конденсат от регистров отводится в котельную, а конденсат острого пара сбрасывается в канали-



Рис. 2. Формовочный пост двухъярусного стана

зации. Зона охлаждения на две формы-вагонетки оборудована вентилятором, в стенах камеры предусмотрены отверстия с регулирующими заслонками. Строительные конструкции стана выполнены из сборного железобетона, формовочный пост и прямки подъемника и снижателя — из монолитного.

При получении сигнала готовности со всех постов оператор включает привод толкателя подъемника и форму после выдерживания в камере охлаждения подают на пост распалубки, где открывают замки бортов, снимают вкладыши, зацепляют изделие стропами траверсы, после чего включают приводы распалубщика. При подъеме продольных балок вместе с траверсой извлекается изделие из формы, краном его переносят на место промежуточного складирования. Форму очищают, смазывают, устанавливают витражи, вкладыши и закладные детали. На следующем посту укладывают продольную напрягаемую арматуру.

Затем форму подают на пост формовки, опускают вибропривод так, что его выступы подают в окна формы, включают механизм зажима. После этого производятся укладка и уплотнение бетонной смеси и разравнивание поверхности свежетоформованного изделия заглаживающим валком.

По окончании отделки форма поступает на пост выдерживания, затем далее снижателем в щелевую камеру тепловлажностной обработки. Перемещение форм между постами осуществляется штанговым толкателем, продвижение форм в камере — снижателем, подъем на верхний ярус и подача формы в ка-

меру охлаждения — подъемником. Полный цикл занимает 19 ч.

Техническая характеристика стана

Годовая производительность, тыс. м ² пола	50
Ритм конвейера, мин	60
Число форм	19
Скорость перемещения форм, м/мин	5
Масса формы с изделием, т	23
Масса технологического оборудования	455
Масса форм, т	341
Установленная мощность токоприемников, кВт	163
Годовой расход пара, т	5210
Длина стана, м	168,7
Численность рабочих (на два стана при двухсменной работе)	50
Годовой выпуск продукции на одного рабочего, м ³	788

Два стана размещены в пролете 24×180 м, оборудованном двумя 20-тонными кранами. Бетон и раствор поступают по бетоновозной эстакаде непосредственно в бункера укладчиков. Арматура доставляется в специальных контейнерах на самоходных тележках. Эксплуатация станом показала эффективность технологии, надежность оборудования и форм, обеспечивающих высокое качество изделий. В результате улучшились условия труда рабочих и значительно повысилась производительность труда.

Энерготехпромом разработан усовершенствованный двухъярусный стан «150Б», в котором изменена конструкция формовочного поста, система транспортирующих механизмов, облегчены формы.

Универсальное технологическое оборудование стана позволяет формировать железобетонные элементы высотой 4—6 м, пролетами 12—18 м, а при изменении конструкции форм-вагонеток — различные крупноразмерные изделия длиной до 12 м.

И. Н. АХВЕРДОВ, д-р техн. наук, проф.;
В. П. ЛУКЬЯНОВ, Н. Л. ПОЛЕЙКО, инженеры
(Белорусский политехнический ин-т)

Гидроимпульсная виброплощадка для уплотнения бетонной смеси

Процесс изготовления железобетонных изделий подразделяется на две взаимосвязанные стадии — формирование и управление. При последнем достигается надлежащее заполнение цементным гелем¹ просветов между зернами песка и щебня и одновременное сжатие объема геля под влиянием нормального давления.

Равномерное распределение смеси в форме осуществляется при энергичном встряхивании со сравнительно большой амплитудой и низкой частотой колебаний вибратора. На стадии уплотнения цементный гель должен быть разжижен для сближения частиц цемента и зерен заполнителя, а также отжата жидкая и газовая фаза. В этом случае требуется высокая частота (100—200 Гц) и относительно малая (не менее 0,04 м) амплитуда колебаний [1];

Реализовать на практике режимы формирования и уплотнения бетонной смеси при использовании дебалансных виброустановок не представляется возможным, так как изменение амплитуды связано с переналадкой дебалансов, а повышение частоты колебаний до 50 Гц и более сопровождается значительным возрастанием динамических нагрузок и уровня шума, в 2—3 раза превышающего установленные нормы.

Авторами разработана конструкция гидроимпульсной виброплощадки, позволяющей воспроизвести рекомендованные выше режимы формирования и уплотнения пластичной и жесткой бетонной смеси [2]. Она состоит из двух виброблоков пульсаторного типа с золотниковыми распределительными устройствами и гидравлической системы. Золотник выполнен в виде вращающегося цилиндра, на поверхности которого имеются рабочие окна, которые могут быть расположены на одинаковых или разных расстояниях друг от друга. В золотнике

* По совокупности свойств цементное тесто относится к концентрированным гелям.

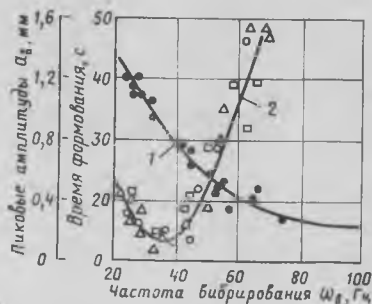


Рис. 1. Влияние амплитуд (кривая 1) и частоты (кривая 2) колебаний на время формирования бетонной смеси
○, Δ, □ — при расходах цемента 400, 500 и 600 кг/м³ соответственно

находятся напорные и сливные каналы, примыкающие к рабочим окнам².

При постоянном давлении рабочей жидкости, скорости вращения золотника, жесткости амортизаторов и массе формируемого изделия амплитуда колебаний подвижной рамы виброплощадки зависит от сечения и числа рабочих окон золотника.

Золотник с разными диаметрами рабочих окон позволяет генерировать колебания с циклическим чередованием нарастающих и затухающих амплитуд. При одинаковых промежутках между рабочими окнами и прочих равных условиях частота колебаний зависит от скорости вращения золотника и числа его окон. Если расстояния между окнами не одинаковы, частота колебаний в пределах одного оборота золотника периодически изменяется. В этом случае генерируются колебания с периодическим нарастанием и затуханием амплитуды или полигармонические с периодическим нарастанием и затуханием амплитуды и частоты колебаний.

² А. с. № 735400. Виброплощадка для уплотнения бетонной смеси в форме. В. П. Лукьянов, И. Н. Ахвердов, Б. Ф. Кулик. — Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1980, № 19.

Опытно-промышленный образец виброплощадки грузоподъемностью до 15 тс был изготовлен в 1979 г. производственным объединением промышленных предприятий 'Полесьестройиндустрия'. При испытании виброплощадки определяли степень уплотнения бетонной смеси, шумовые и вибрационные характеристики на рабочем месте, параметры вибрации подвижной рамы виброплощадки, потребляемую мощность насосной станции и привода золотниковых распределительных устройств.

Результаты определения характера изменения амплитуд и частот колебаний подвижной рамы экспериментальной виброустановки показывают (рис. 1, кривая 1), что амплитуда плавно уменьшается с 1,3 мм $\omega_b = 20$ Гц до 0,11 мм $\omega_b = 100$ Гц при практически постоянном уровне виброскорости $124 \div 126$ дБ [2].

В эксперименте был использован прибор в виде усеченного конуса высотой 26 см с разъемной нижней частью высотой 7,5 см. Его помещали в форму размером $20 \times 20 \times 5$ см и закрепляли в ней кронштейнами.

Обозначим t время, в течение которого бетонная смесь, содержащаяся в конусе, заполняла форму. Из рис. 1 (кривая 2) следует, что наиболее быстро форма заполняется при частотах колебаний $30 \div 40$ Гц и амплитудах $1 \div 0,8$ мм (кривая 1). С увеличением частоты колебаний время возрастает, поскольку одновременно происходит уплотнение цементного геля в бетонной смеси. С увеличением расхода цемента время формирования несколько возрастает, так как вследствие большего объема геля на разрушение его структурных связей затрачивается больше времени.

Время формирования (формуемость) бетонной смеси обратно пропорционально расходу цемента и практически от него не зависит при данном водосодержании цементного геля. При неизменной частоте 40 Гц время t определяется амплитудой колебаний и в пределах ее значений от 0,5 до 0,9 мм, $t = 15 \div 40$ с. С увеличением амплитуды до 0,2 мм время t значительно возрастает.

Для определения эффективности двухстадийного вибрационного воздействия из бетона были изготовлены образцы размером $10 \times 10 \times 10$ см. Образцы отличались расходом цемента и В/Ц смеси: состав № 1 Ц = 600 кг/м³ при (В/Ц)_б 0,27; 0,3; 0,39; состав № 2 Ц = 500 кг/м³ при (В/Ц)_б 0,28; 0,32; 0,4; состав № 3 Ц = 400 кг/м³ при (В/Ц)_б 0,3; 0,34; 0,42. Подвижность бетонных смесей характеризовалась $30 \div 40$ с и О. К. от 0,5 до 4 см.

Уложенную в форму бетонную смесь составов № 2 вибрировали с частотой

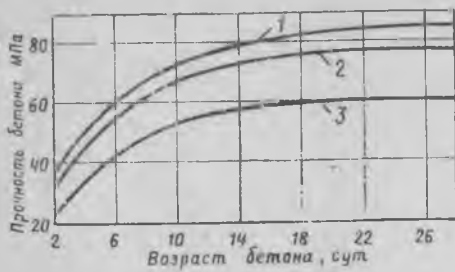


Рис. 2. Изменение прочности бетона при различных режимах вибрирования
1 и 2 — при плавном и ступенчатом переходе от режима формирования к режиму уплотнения соответственно; 3 — при совмещении формирования и уплотнения на стандартной виброплощадке

35÷40 Гц в течение 2 мин для заполнения формы. Затем гидроимпульсную установку переключали на частоту 125 Гц и в течение 1 мин уплотняли цементный гель. Во второй серии опытов образцы изготавливали из бетона тех же составов, но после формирования переход к режиму уплотнения производили плавно, без остановки виброплощадки. Для сравнения изготавливали образцы-близнецы с уплотнением в течение 3 мин на стандартной виброплощадке.

Результаты испытаний образцов (рис. 2) показали, что наибольший прирост прочности бетона достигается при плавном переходе от режима формирования к высокочастотному уплотнению. В этом случае прочность образцов бетона в возрасте 28 сут превосходит в 1,3 раза прочность образцов, уплотненных на стандартной виброплощадке. Аналогичные результаты были получены на образцах бетона других составов.

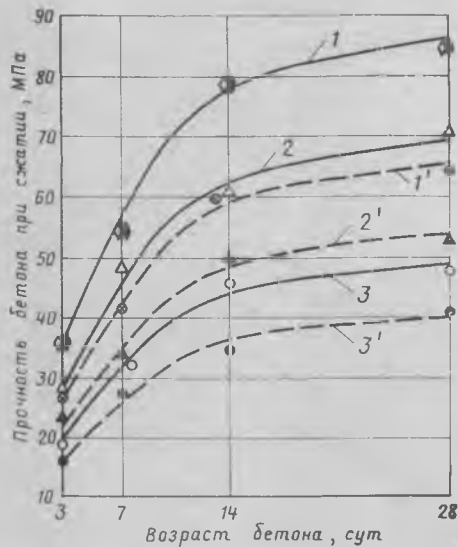


Рис. 3. Кинетика прироста прочности бетона состава № 1
1, 2, 3 — уплотнение бетона на гидроимпульсной виброустановке; 1', 2', 3' — то же, на стандартной виброплощадке при $\rho = 600 \text{ кг/м}^3$ и $(В/Ц)_г = 0,27; 0,3; 0,39$ соответственно

Влияние продолжительности уплотнения цементного геля на прочность бетона определяли при плавном переходе от режима формирования ($\omega_{в} = 35\text{--}40 \text{ Гц}$, $t = 2 \text{ мин}$) к уплотнению при $\omega_{в} = 125 \text{ Гц}$ в течение от 1 до 6 мин. Наибольший эффект достигается через 4 мин; увеличение времени уплотнения не способствует росту прочности бетона. Таким образом, суммарное время формирования и уплотнения бетонной смеси на гидроимпульсной установке не превышает 6 мин.

Характер изменения во времени прочности бетона состава № 1 при плавном переходе от режима формирования к режиму уплотнения показан на рис. 3. Аналогичные кривые $R_6 = f(t)$ получены при испытании образцов бетона составов № 2 и № 3. В последних двух случаях влияние расхода цемента и $(В/Ц)_г$ сказалось на некотором снижении прочности бетона: у бетона состава № 1 при $(В/Ц)_г = 0,27$ в возрасте 28 сут она равна 86 МПа, состава № 2 при $(В/Ц)_г = 0,28$ не превышает 82 МПа, и состава № 3 при $(В/Ц)_г = 0,3$ достигает 73 МПа. Такое соотношение прочностей бетона составов № 1, 2 и 3 сохраняется и при двух других значениях $(В/Ц)_г$.

С помощью ультразвукового плотнoмера определена плотность бетона при формировании призм размером $13 \times 17 \times 55 \text{ см}$. Отмечено, что при двухстадийном режиме изготовления плотность бетона в крайнем верхнем сечении призмы высотой 55 см отличается от этого показателя у ее основания всего лишь на 2%.

Результаты экспериментов свидетельствуют о том, что гидроимпульсная установка весьма эффективно уплотняет бетонные смеси при различных значениях $(В/Ц)_г$ цементного геля, в том числе при $(В/Ц)_г = 0,75$ $K_{гг}$, что практически не осуществимо на стандартной виброплощадке при пригрузе бетонной смеси и продолжительном вибрировании.

В результате двухстадийного виброуплотнения на гидроимпульсной установке в течение первых 14 сут достигается более интенсивный рост прочности бетона, чем на стандартной виброплощадке, которая не уплотняет, а лишь формирует бетонную смесь.

Гидроимпульсная установка позволяет изготавливать изделия из бетона марок М 500—800 при расходе цемента, не превышающем $400\text{--}600 \text{ кг/м}^3$.

Выводы

Двухстадийное вибрационное воздействие гидроимпульсной установки на бетонную смесь, включающее режим формирования с частотой $30\text{--}40 \text{ Гц}$, плав-

ный переход на режим уплотнения с частотой $100\text{--}125 \text{ Гц}$ и амплитудой не менее 0,1 мм при полигармоническом возбуждении колебаний, позволяет изготавливать железобетонные изделия высокого качества. Уровень шума гидроимпульсной установки по сравнению со стандартной виброплощадкой уменьшается вдвое. Установка рассчитана на грузоподъемность до 50 т, она надежна в эксплуатации и может эксплуатироваться круглогодично в полигонных условиях.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ахвердов И. Н. О резонансном характере тиксотропии структурированных гелей. Доклады АН БССР, т. XV, № 11. Минск, 1971.
2. Ахвердов И. Н., Лукьянов В. П., Шпаковский Ф. Э. Динамические характеристики гидроимпульсной виброплощадки для формирования железобетонных изделий. — Строительство и архитектура Белоруссии, 1980, № 1.

В Госстрое СССР

Постановлением Госстроя СССР от 4 сентября 1980 г. № 138 утверждены и с 1 января 1981 г. вводятся в действие разработанные ЦНИИПромзданий при участии НИИЖБ и рассмотренные Отделом типового проектирования и организации проектно-изыскательских работ Госстроя СССР рабочие чертежи типовых конструкций серии 1.420-1-14 «Конструкции многоэтажных производственных зданий с сеткой колонн $6 \times 6 \text{ м}$ с безбалочными перекрытиями под нагрузку до 3000 кгс/м^2 »:

- вып. 0 «Материалы для проектирования»;
- вып. 1 «Железобетонные колонны»;
- вып. 2 «Железобетонные капители, межколонные и пролетные плиты»;
- вып. 3 «Детали сопряжений конструктивных элементов».

Постановлением Госстроя СССР от 12 сентября 1980 г. № 141 утверждены и с 1 января 1981 г. вводятся в действие разработанные ЦНИИПромзданий с участием НИИЖБ Госстроя СССР и ЦНИИЭПсельстроя Минсельстроя СССР и рассмотренные Отделом типового проектирования и организации проектно-изыскательских работ Госстроя СССР рабочие чертежи типовых конструкций серии 1.462-14 «Железобетонные прогоны для покрытий зданий», вып. 1 «Прогоны длиной 6 м при уклоне кровли до 25%. Рабочие чертежи».

Издание указанных рабочих чертежей поручено ЦИТПу Госстроя СССР.

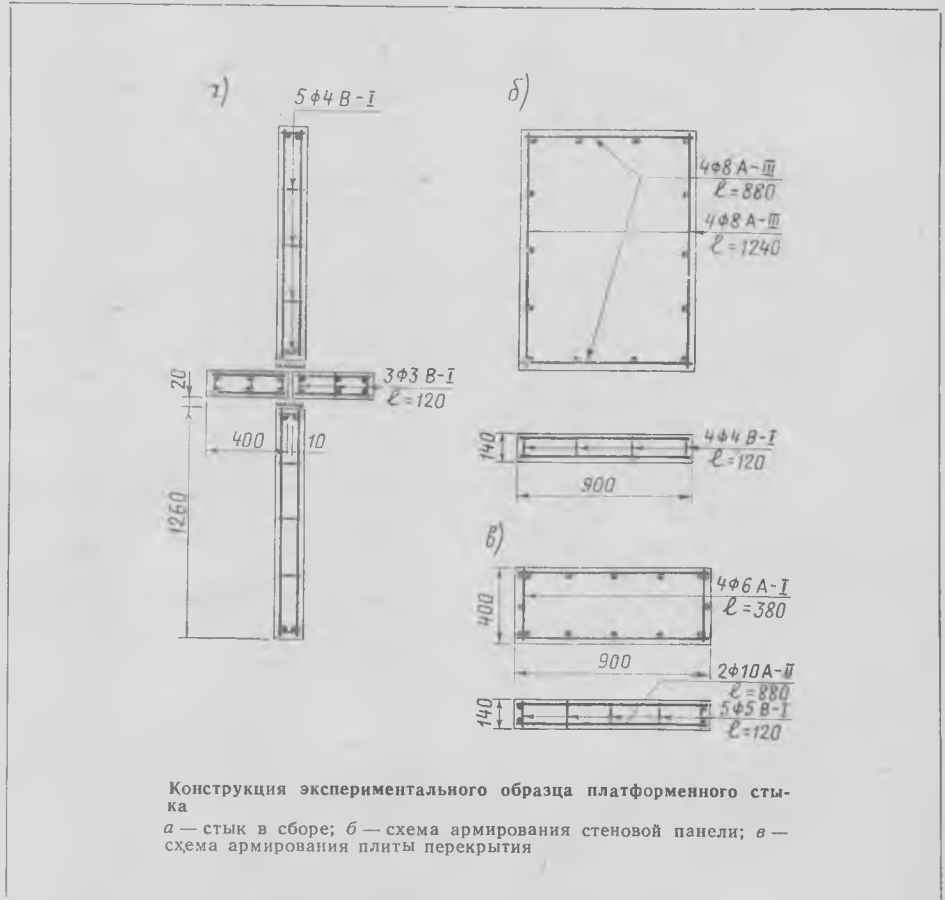
Повышение прочности платформенных стыков

Несущая способность и надежность внутренних стен зависит от прочности панелей и стыковых соединений панелей стен с плитами междуэтажных перекрытий. Совместная работа этих элементов обеспечивает прочность и надежность здания в целом. Прочность стыковых соединений стеновых панелей с плитами перекрытий приобретает особо важное значение при возведении зданий повышенной этажности.

Большое влияние на несущую способность платформенного стыка оказывает прочность раствора шва. Как показали исследования, при использовании в швах растворов с низкой прочностью (до 1 МПа) прочность стыка составляет 40% несущей способности стеновых панелей. Одним из путей повышения прочности платформенных стыков является армирование растворного шва сварными сетками. На основе экспериментальных исследований, выполненных ЦНИИСК, ЦНИИЭП жилища и другими организациями, минимальный диаметр проволоки рекомендован 3 мм.

В ЦНИИСКе изучена несущая способность платформенных стыков, в которых растворный шов армировали тонкой металлической сеткой диаметром 1 мм ячейкой 1×1 см по ГОСТ 12184—66*. Для этого испытали четыре типа стыков. В каждой группе исследовали по три одинаковых образца стыка (см. рисунок). Образцы первого типа монтировали на растворе марки М 50, в образцах второго типа в растворных горизонтальных швах устанавливали металлическую сетку согласно ГОСТу. В образцах третьего типа в растворные швы помещали двойную сетку (в нижний и верхний швы). В образцах четвертого типа использовали неразрезную плиту перекрытия без сетки. Нагрузку передавали ступенями, примерно равными 5—6% разрушающей. При этом измеряли деформации бетона панелей и

* Камейко В. А. Несущая способность и деформации стыковых соединений панелей стен с плитами перекрытий. — В сб.: Прочность крупнопанельных и каменных конструкций. М., Стройиздат, 1968.



горизонтальных швов. Для ограничения горизонтальных перемещений плит перекрытия служили специальные стягивающие устройства из металлических уголков $\angle 125 \times 12$ и тяжей.

Для оценки несущей способности стеновые полупанели, из которых монтировались стыки, испытали на осевое сжатие. В проведенных экспериментах использовали образцы бетонных панелей внутренних стен. Панели изготавливали из тяжелого бетона. Проектная марка бетона по прочности на сжатие, установленная неразрушающими методами R , составила 25 МПа. Различная прочность на сжатие бетонных полупанелей объясняется естественным рассеиванием (от —13 до 17% показателей прочности бетона (табл. 1).

Таблица 1

Тип стыка	Нагрузка		$N_{\text{тр}}$ $N_{\text{разр}}$	Предел прочности при сжатии	
	$N_{\text{тр}}$, кН	$N_{\text{разр}}$, кН		$R_{\text{п.ср.}}^{\text{оп}}$, МПа	$R_{\text{п.ср.}}^{\text{оп}}$, МПа
I	1700 1800 1800	2100 2200 2100	0,829	16,6 17,5 16,6	16,9
II, III	1600 1800	2000 2200	0,81	15,8 17,5	16,6
IV	2400 2500 2200	2700 2500 2550	0,917	21,5 19,9 21,1	20,8

Испытаниями опорных узлов, выполненными по методике ЦНИИСКА*, уста-

Таблица 2

Тип стыка	Нагрузка			$N_{тр}^{оп}$ $N_{пр}^{оп}$	Предел прочности при сжатии			$R_{ст}^{оп}/R_{план}$
	$N_{тр}^{оп}$, кН	$N_{пр}^{оп}$, кН	$N_{пр}^p$, кН		$R_{ст}^{оп}$, МПа	$R_{ст.ср.}^{оп}$, МПа	$R_{ст}^p$, МПа	
I	800 1000 1200	1500 1500 1600	1500	0,652	11,9 11,9 12,7	12,2	11,9	0,72
II	1500 1600 1600	1850 1800 1900	1534	0,846	14,7 14,3 15,1	14,7	12,1	0,88
III	1700 1900	1900 2000	1567	0,922	15,1 15,9	15,5	12,5	0,93
IV	2300 2400 2300	2350 2500 2500	1795	0,95	18,6 19,8 19,8	19,4	14,4	0,93

новлено, что в зависимости от типа стыков прочность при сжатии $R_{ст.ср}^{оп}$ изменялась с 12,2 до 19,4 МПа (табл. 2). Экспериментальные значения $R_{ст}^{оп}$ оказались выше расчетных $R_{ст}^p$, вычисленных по ВСН 32-77 для стыков четырех типов на 2, 23, 30 и 36%.

Из табл. 2 видно, что армирование растворного шва одной тонкой сеткой диаметром 1 мм, ячейкой 1×1 см по-

вышает несущую способность платформенного стыка на 22%, армирование шва двумя тонкими сетками или использование сплошной плиты перекрытия — на 28% по сравнению с неармированным стыком. Испытания с использованием в растворном шве платформенных стыков металлической сетки диаметром 5 мм, ячейкой 5×5 см обнаружили повышение несущей способ-

ности опорного узла на 23% по сравнению с неармированным растворным швом.

Выводы

Анализ результатов экспериментальных исследований прочности на сжатие платформенных стыков с армированием горизонтального растворного шва металлической сеткой диаметром 1 мм, ячейкой 1×1 см позволил выявить причины увеличения их несущей способности. Неизбежное развитие поперечных деформаций раствора в шве при его сжатии сдерживается густой сеткой, а образовавшаяся растворная матрица, значительно стесняя поперечные деформации шва, положительно влияет на повышение его прочности. При этом расход металла на 1 м² арматурной сетки диаметром 1 мм, с ячейкой 1×1 см составляет 1,24 кг, а сетки диаметром 4 мм, с ячейкой 5×5 см — 4,14 кг.

Таким образом, предложенный тип армирования платформенных стыков позволяет не только повысить прочность и трещиностойкость опорного узла, но и уменьшить расход металла по сравнению с принятыми в практике строительства проектными решениями.

УДК 691.81.620.179.16

А. М. ФРИДМАН, канд. техн. наук (НИИЖБ);
В. П. ПАВЛОВ, Г. Г. ГУРОВА, инженеры (Бюро внедрения НИИЖБ)

Экономическая эффективность ультразвукового контроля качества сварки закладных деталей

Качество сварки закладных деталей, в которых стержни приварены под флюсом втавр к пластине, обычно проверяется по ГОСТ 10922—75. При этом пластины закладных деталей предварительно разрезают на части, после чего испытывают на растяжение в разрывной машине. Этой операции подвергают примерно 3% закладных деталей. При этом способе контроля качества нерационально расходуется металл, затрачиваются излишние материальные и трудовые ресурсы на подготовку и проведение испытаний.

В целях снижения затрат на проверку качества сварки закладных деталей МВТУ им. Баумана, НИИЖБ, Главмо-

спромстройматериалы и Главмосблстройматериалы предложили неразрушающий ультразвуковой способ контроля качества (УЗК). Он предусматривает нанесение контактной смазки на плоский элемент закладной детали со стороны, противоположной сварному соединению, установку механического фиксатора-шаблона, обеспечивающего нахождение пьезодатчика в заданном положении и поочередное прозвучивание соединений раздельно-совмещенным датчиком. При этом относительные величины в децибеллах сопоставляют с нормативными значениями, полученными экспериментально.

Применение УЗК сохраняет заклад-

ные детали, стоимость контроля значительно ниже, чем при механических испытаниях. Для внедрения УЗК на заводах, производящих закладные детали, требуются дефектоскоп ультразвуковой импульсной ДУК-66П стоимостью около 1000 р., серийно выпускаемой Кишиневским заводом; механическое приспособление, выполняющее функцию фиксатора-шаблона, и специальные раздельно-совмещенные пьезодатчики. В качестве смазки применяют состав на водной основе, содержащий нитрит натрия, крахмал, технический глицерин и соду кальцинированную (расход около 10 г на одно соединение). Продолжительность прозвучивания одного сварного соединения не превышает 3 мин, общее время на контроль — около 15 мин.

Экономическая эффективность УЗК (на 1 комплект оборудования) рассчитана по видоизмененной формуле (4)*:

* Методика (основные положения) определения экономической эффективности использования в народном хозяйстве новой техники, изобретений и рационализаторских предложений. — Экономическая газета, 1977, № 10.

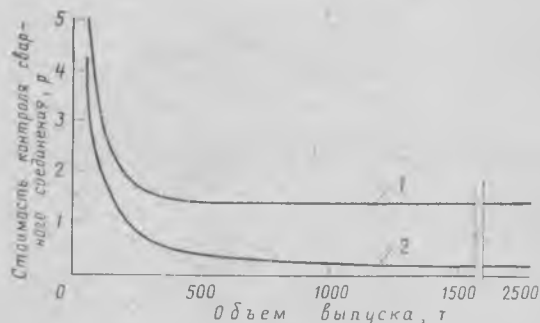


Рис. 1. Зависимость стоимости контроля качества от объема выпуска
1 — при механических испытаниях; 2 — при ультразвуковом контроле

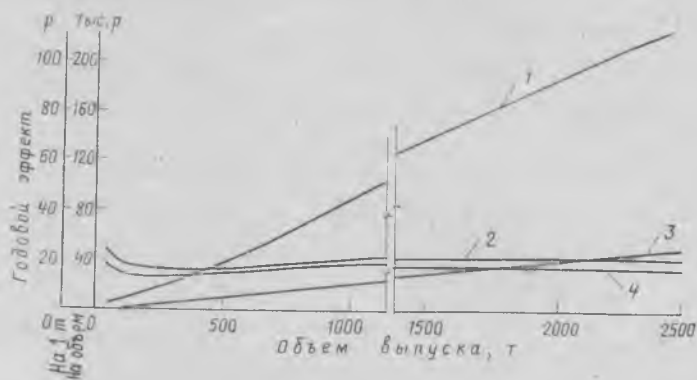


Рис. 2. Зависимость годового народнохозяйственного и хозяйственного эффекта от объема выпуска
1 — годового народнохозяйственного эффекта на объем контроля, тыс. р.; 2 — то же, на 1 т; 3 — годового хозяйственного эффекта на объем контроля, тыс. р.; 4 — то же, на 1 т

$$\mathcal{E} = Z_1 \frac{B_2}{B_1} \frac{P_1 + E_n}{P_2 + E_n} + \frac{(I_1 - I_2) - E_n (K_2 - K_1) A_2}{P_2 + E_n} - Z_2,$$

где Z_1, Z_2 — стоимость комплекта оборудования для контроля качества закладных деталей механическим способом и УЗК: $Z_1 = 2970$ р.; $Z_2 = 1470$ р.;

$\frac{B_2}{B_1}$ — коэффициент увеличения производительности оборудования УЗК по сравнению с механическими испытаниями: $\frac{B_2}{B_1} = 2,9697$;

$\frac{P_1 + E_n}{P_2 + E_n}$ — коэффициент уменьшения срока службы оборудования УЗК (с учетом морального износа) по сравнению с механическими испытаниями: $\frac{P_1 + E_n}{P_2 + E_n} = 0,8289$; $I_1,$

I_2 — затраты по контролю качества одного соединения механическими испытаниями и УЗК (ГОСТ 23858—79): $I_1 = 1,3$ р., $I_2 = 0,13$ р.; E_n — нормативный коэффициент эффективности капитальных вложений: $E_n = 0,15$;

K_1, K_2 — капитальные вложения в смежные отрасли, поставляющие сырье и материалы, для проведения контроля качества одного соединения путем механических испытаний и УЗК: $K_1 = 1,08$ р., $K_2 = 0$;

A_2 — годовая производительность оборудования УЗК (при объеме производства закладных деталей около 1600 т): $A = 25\,519$ тавровых соедине-

ний; $P_2 + E_n$ — величина, обратная сроку службы оборудования УЗК с учетом его морального износа: $P_2 + E_n = 0,2374$.

При этом годового народнохозяйственный эффект, подсчитанный по приведенной формуле, составляет 148 тыс. р. Он определялся на один комплект оборудования для УЗК за срок его службы с учетом морального износа (в данном случае 4 года) и экономии капитальных вложений в смежные отрасли.

Хозяйственный экономический эффект для завода ЖБИ, изготовляющего закладные детали, приходящийся на комплект оборудования для УЗК за год его работы без учета экономии капитальных вложений в смежные отрасли, находится по формуле $\mathcal{E} = (I_1 - I_2) \times X A_2$ и равен 29,7 тыс. р. Следует отметить, что удельные затраты на контроль качества сварки закладных деталей изменяются в зависимости от объема выпуска.

На рис. 1 приведены данные о стоимости контроля качества одного соединения в зависимости от способа контроля и объема выпуска. Стоимость контроля механическим способом изменяется в пределах 5,4—1,3 р. на одно соединение и, начиная с объема производства 500 т закладных деталей, практически остается постоянной. Стоимость УЗК колеблется от 4,3 до 0,13 р. и на-

чина с объема производства 1500 т закладных деталей остается постоянной. При объеме контроля механическим способом менее 500 т закладных деталей и УЗК менее 1500 т оборудование для контроля и обслуживающий персонал не полностью загружены, что увеличивает стоимость контроля. Стоимость УЗК по сравнению с механическими испытаниями снижается в 1,2—10 раз в зависимости от объема выпуска закладных деталей.

На рис. 2 показано изменение годового народнохозяйственного и хозяйственного эффекта от применения УЗК, рассчитанное на объем контроля и на 1 т закладных деталей в зависимости от объема выпуска закладных деталей.

Годовой народнохозяйственный эффект от применения УЗК составляет 5—142 тыс. р. на один комплект оборудования при объеме выпуска закладных деталей 50—1500 т и 233 тыс. р. на два комплекта оборудования при объеме контроля 2500 т. При этом годового народнохозяйственный эффект возрастает с 16 до 25 р. на 1 т закладных деталей. Ежегодный хозяйственный эффект составляет 1—30 тыс. р. на комплект оборудования и 12—19 р. на 1 т закладных деталей.

Приведенные данные подтверждают эффективность применения УЗК для проверки качества сварных соединений закладных деталей.

Эффективность импульсных режимов уплотнения смесей на пористых заполнителях

Изучение поведения частиц заполнителя структурированных систем под действием вибрации [1] показало, что в зависимости от соотношения удельных масс крупного заполнителя и цементного раствора возможно оседание частиц, когда их плотность выше плотности диспергированной фазы, совместное движение — при одинаковой плотности фаз и всплытие — когда плотность дисперсной фазы ниже. Более яркое проявление такого движения наблюдается при увеличении частоты и ускорения колебаний [2]. Эти условия порождают нежелательные явления в производстве бетонных работ, которые проявляются в расслоении смесей, что приводит к нарушению однородности и значительному снижению физико-механических характеристик. Особенно резко эти явления наблюдаются при уплотнении бетонов на пористых заполнителях [3].

Проведенные исследования показали, что для получения плотной и однородной структуры необходимо воздействие импульсных низкочастотных (ударных) режимов колебаний. Длительность и частота подачи импульсов должна быть согласована с реологическим показателем смеси — временем релаксации [4].

В результате опытов на импульсно-роликовой установке установлено, что при выполнении указанных условий расслоение смесей практически отсутствует, прочность повышается. На рис. 1 приведены конструктивные схемы использованных импульсно-роликовых устройств.

Динамика уплотнения на импульсных режимах существенно отличается от условий формования при гармонических колебаниях и включает помимо волнового процесса, распространяемого в столбе смеси, — инерционный, вызванный соударением с ограничителем. Бетонная смесь через поддон воспринимает динамическое давление, равное массе вышележащих слоев на ускорение, сообщаемое системе. Импульсы, проходя через столб бетона, создают на-

пряжение сжатия как при движении системы вверх, так и при распространении отраженной волны. Такая передача энергии обеспечивает последовательное уплотнение слоев смеси, начиная с области, прилегающей к поддону, где создается максимальное динамическое давление.

Для уплотнения смесей с различным водосодержанием требуется давление 0,3—0,4 МПа, что достигается путем регулирования границ нижнего и верхнего ускорений. Для легких бетонных смесей этому давлению соответствует ускорение 12—15 g.

Исследование динамики рассматриваемых систем показало, что в результате регулирования зазора между ограничителем, а также его динамической жесткости на сжатие возможно получение устойчивых режимов колебаний с заданными частотами, обеспечивающими однородное уплотнение бетонных смесей с пониженным водосодержанием.

Изучая динамическую систему при различных δ и T и принимая во внимание упругий характер взаимодействия, получено соотношение между временем соударения и периодом пульсации в зависимости от величины зазора. Устойчивый режим колебаний для сис-

темы, описываемой дифференциальным уравнением:

$$\ddot{z} + b\dot{z} + cz = \frac{F(t)}{m},$$

определяется системой уравнений:

$$z(0) = z(T) = \delta;$$

$$\dot{z}(0) = -\dot{z}(T),$$

из которых получено уравнение относительно времени соударения u и периода передачи импульсов T :

$$\delta m [b e^{-\alpha T} \sin \beta T - \beta (1 - e^{-2\alpha T})] = e^{\alpha(T-u)} [e^{-\alpha T} \sin \beta u - \sin \beta (T-u)],$$

где m — подпружиненная масса системы;

$$\beta = \sqrt{c^2 - \frac{b^2}{4}}; \quad \alpha = \frac{b}{2};$$

$F(t)$ — функция, задающая вынужденные колебания (периодические импульсы).

В случае малой диссипации энергии за период T $\alpha \approx \frac{b}{2} = 0$, и для подсчета u используется выражение

$$e^{\alpha(T-u)} [e^{-\alpha T} \sin \beta u - \sin \beta (T-u)] = 0,$$

из которого следует, что

$$\operatorname{tg} \beta u = \frac{\sin \beta T}{1 + \cos \beta T},$$

причем

$$u = \frac{T}{2}.$$

Периодический режим колебаний определяется столкновением с неподвижным ограничителем в середине периода вынужденных колебаний. В случае малого сопротивления и диссипации энергии

$$u \approx \frac{T}{2} + \frac{\delta m b (\sin \beta T - \beta T)}{2 \cos \frac{\beta T}{2}}$$

Из этого следует, что с увеличением зазора δ и массы площадки, а также рассеяния энергии отклонение времени соударения от срединного значения не-

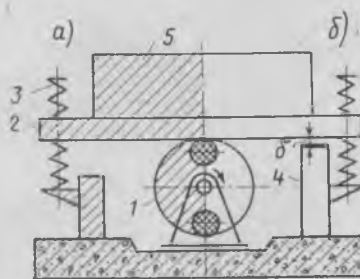


Рис. 1. Конструктивные схемы импульсно-роликовой виброплощадки с односторонними (а) и двусторонними (б) импульсами

1 — роликовый привод; 2 — опорная балка; 3 — упругие элементы; 4 — ограничитель перемещений; 5 — форма с бетонной смесью

значительно. Полученные результаты хорошо согласуются с опытными.

Для оценки эффективности импульсных режимов уплотнения бетонов на легких заполнителях использован диапазон частот 4—30 Гц с амплитудой пульсации до 5 мм. В опытах применялись бетонные смеси на шлакопемзovém заполнителе жесткостью до 90 с.

В некоторых случаях песок заменяли молотой добавкой (Ц:Д=1:1). Для экспериментов изготовили фрагменты плоских изделий размерами 0,6×1,2×0,4 и 0,25×1,2×0,7 м. В результате установлено, что при низкочастотной пульсации достигается наибольшая эффективность уплотнения плоских изделий, причем в случае использования системы с двусторонними импульсами цикл уплотнения может быть снижен до 1,5—2 мин.

Как следует из осциллограмм, приведенных на рис. 2, режим колебаний формы и смеси носит ярко выраженный импульсный характер, причем в смесях наблюдается затухание составляющих колебаний. Для шлакопемзобетонных смесей жесткостью 40—60 с коэффициент затухания на конечной стадии уплотнения достигает 0,03—0,037 см⁻¹, в то время, как в начальный период он составляет 0,05—0,07 см⁻¹. Обработка осциллограмм колебаний показала, что в начале уплотнения скорость распространения колебаний 25—30 м/с, в момент приобретения смесью однородной плотности она возрастает до 40—60 м/с. С повышением жесткости смесей до 80—90 с зафиксировано увеличение продолжительности цикла формования до 3—4 мин.

Анализ кривых уплотняемости смесей различной жесткости и данные изменения объемных масс по высоте изделий показали, что при импульсных режимах наблюдается последовательное повышение плотности без заметного расслоения смесей независимо от времени динамического воздействия. При гармонических режимах колебаний (частота 50 Гц, амплитуда 0,35 мм) процесс расслоения для смесей жесткостью 20—40 с наступает при времени вибрационного воздействия 50 с и выше, и выражается во всплывании части шлаковой пемзы и оседании растворной составляющей. Интенсивность этого процесса возрастает с увеличением высоты бетонного столба.

В результате установлено, что эффективное уплотнение достигается на частотах до 20 Гц при односторонних импульсах и 8—12 Гц в режиме двусторонней пульсации. При этом на образцах и изделиях отсутствуют раковины, распределение заполнителя однородное.

При изготовлении изделий высотой

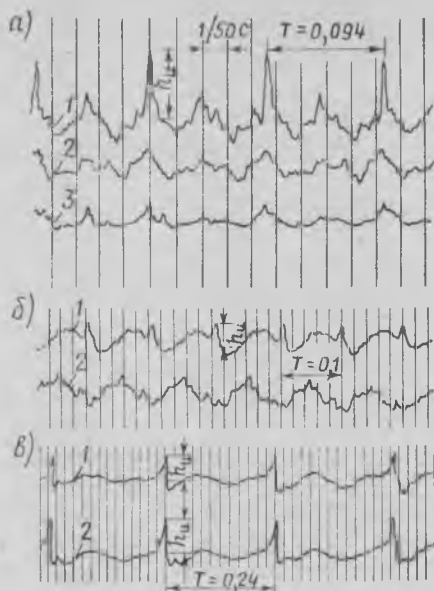


Рис. 2. Осциллограммы колебаний виброплощадки и бетонной смеси

а — режим двусторонних импульсов с частотой 10 Гц; б — то же, в зарезонансном режиме с частотой пульсации 10 Гц; в — импульсно-резонансный режим колебаний без ограничителей с частотой 4 Гц; 1 — колебания формы; 2, 3 — то же, шлакопемзобетонной смеси на уровне 5 см от дна и на поверхности

0,7—1,2 м, толщиной 0,25 м в режиме односторонней пульсации происходит однородное уплотнение смесей жесткостью до 45 с на высоту до 60 см. Для режимов с двусторонней пульсацией при частоте 12 Гц и амплитуде 5 мм однородное уплотнение достигается на высоту до 1,2 м. При этом коэффициент вариации по скорости происхождения ультразвука для всего изделия не превысил 7,6%. Приращение прочности для различных слоев смеси составило 10—17%, суммарное время импульсной обработки не превышало 3 мин. Для эффективного уплотнения в режиме односторонней пульсации необходимо повышение частоты до 20 Гц. С понижением водосодержания смесей время импульсного уплотнения возрастает, однако каких-либо признаков расслоения не наблюдается.

Выводы

Для уплотнения легких бетонных смесей целесообразно использовать импульсные режимы колебаний с частотой 8—12 Гц при двусторонней и до 20 Гц при односторонней пульсации с амплитудой до 5 мм, которые дают возможность получать высокую однородность уплотнения малоподвижных и жестких бетонов.

Импульсно-роликковые установки с ограничителем колебаний обеспечивают устойчивый периодический режим неза-

висимо от величины зазора и массы бетонной смеси.

В отличие от гармонических колебаний импульсные режимы исключают явления расслоения, повышают прочность на 15—20% благодаря более плотному и равномерному распределению составляющих. Опытный образец импульсно-роликковой установки для изготовления наружных стеновых панелей и панелей покрытий из шлакопемзобетона готовится к эксплуатации на Липецком заводе ЖБИ № 1.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Афанасьев А. А., Бойков А. И. Взаимодействие частиц заполнителя в условиях волнового поля бетонной среды.— В сб. НИИЖБ: Формование бетона. М., Стройиздат, 1975.
2. Гранат Н. А. Движение твердого тела в пульсирующем потоке вязкой жидкости.— Механика и машиностроение, 1960, № 1.
3. Надольский В. И., Сысоев Б. В. Исследование распространения колебаний в керамзитобетонных смесях при внутреннем вибрировании.— В сб. НИИЖБ: Технология и свойства тяжелого бетона, вып. 16. М., Стройиздат, 1974.
4. Афанасьев А. А. Оценка режимов импульсного уплотнения бетонных смесей.— Бетон и железобетон, 1978, № 9.
5. Руководство по изготовлению изделий и конструкций из высокопрочных легких бетонов на пористых заполнителях. М., Стройиздат, 1979.

В Госстрое СССР

Постановлением Госстроя СССР от 19 июня 1980 г. № 90 утверждено и с 1 января 1982 г. вводится в действие разработанный ВНИИГом им. Б. Е. Веденеева, Научно-исследовательским сектором Гидропроекта им. С. Я. Жукки и Грузинским научно-исследовательским институтом энергетики и гидротехнических сооружений Минэнерго СССР государственный стандарт «Бетоны. Метод определения тепловыделения при твердении» (ГОСТ 24316—80).

Постановлением Госстроя СССР от 25 июня 1980 г. № 95 утверждено и с 1 января 1982 г. вводится в действие разработанный институтами Союзводоканалпроект, Харьковский Водоканалпроект Госстроя СССР, ВНИИжелезобетон Минстройматериалов СССР и НИИКВОВ Академии коммунального хозяйства им. К. Д. Памфилова Минжилкомхоза РСФСР государственный стандарт «Изделия железобетонные для смотровых колодцев водопроводных и канализационных сетей. Технические условия» (ГОСТ 8020—80).

В связи с этим утратит силу с 1 января 1982 г. п. 1 постановления Госстроя СССР от 24 апреля 1968 г. № 43 об утверждении и введении в действие государственного стандарта «Изделия железобетонные для смотровых колодцев водопроводных и канализационных сетей» (ГОСТ 8020—68).

УДК 725.4:621.075.23:666.982.24

Т. И. БАРАНОВА, канд. техн. наук; А. В. КУЗИН, инж.
(Пензенский инженерно-строительный ин-т);
А. Я. РОЗЕНБЛЮМ, инж. (ЦНИИПромзданий);
А. С. ЗАЛЕСОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Совершенствование армирования консолей колонн зданий с мостовыми кранами

НИИЖБ совместно с Пензенским инженерно-строительным институтом разработал новый метод расчета коротких консолей железобетонных колонн* — несущая способность консоли при действии поперечных сил определяется прочностью условно выделенной наклонной полосы бетона, в пределах которой концентрируются сжимающие напряжения (рис. 1). Основное направление главных сжимающих напряжений принято вдоль линии, соединяющей точку приложения равнодействующей внешних сил, передаваемых на консоль, с вершиной нижнего угла примыкания консоли к колонне (α_n на рис. 1). Ширина расчетной полосы поверху определяется шириной опорной площадки $l_{оп}$, передающей внешнюю нагрузку. Ширина полосы понизу корректируется наклонной гранью консоли и высотой зоны бетона x_0 над трещиной. В стадии разрушения сжимающие напряжения в пределах наклонной полосы достигают предельных значений $R_{пр}$. Работа поперечной арматуры консоли при этом оценивается по сопротивлению поперечным деформациям в наклонной сжатой полосе как работа косвенной арматуры. Степень участия в работе консоли каждого вида поперечной арматуры характеризуется проекцией усилий в стержнях на поперечную ось наклонной полосы. Расчетная несущая способность коротких консолей, найденная предложенным методом, выше прочности консолей по СНиП II-21-75.

В настоящее время ЦНИИПромзданий и Промстройпроект перерабатывают серии КЭ-01-49 и КЭ-01-52 типовых железобетонных колонн одноэтажных промзданий с мостовыми опорными кранами.

На рис. 2 показано армирование типовой колонны, выполненное в соответствии с рекомендациями СНиП II-21-75,

* Залесов А. С., Баранова Т. И. Новый подход к расчету коротких элементов при действии поперечных сил. — Бетон и железобетон, 1979, № 2.

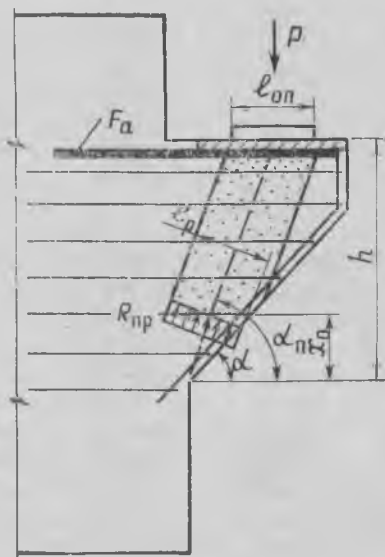


Рис. 1. Расчетная схема консоли

и новое армирование наиболее нагруженной консоли (под два крана грузоподъемностью 32/8 т). Во втором случае

исключены наклонные стержни; увеличен диаметр горизонтальных хомутов; изменен класс арматуры; уменьшен диаметр арматуры, повторяющей контур консоли; исключена сварная сетка С-1, располагающаяся под опорной закладной деталью; высота опорного сечения консоли уменьшена на 20%. Поскольку проекция усилий в наклонных стержнях на поперечную ось наклонной полосы велика, наклонная арматура является эффективной поперечной арматурой. Однако в целом ее влияние на прочность наклонной полосы незначительно в связи с тем, что она сосредоточена по длине наклонной полосы и с удалением от места расположения отгибов их влияние снижается. Наклонные же стержни, установленные за пределами рассматриваемой полосы, мало участвуют в работе этой зоны бетона. Величина проекций усилий в горизонтальных хомутах на поперечную ось наклонной полосы также велика, к тому же эффективность стержней повышается в результате равномерного распределения по длине рас-

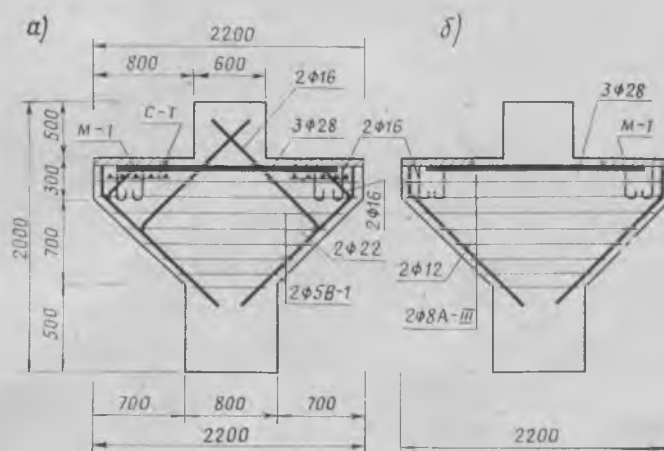


Рис. 2. Армирование консоли колонны

а — по СНиП II-21-75; б — предлагаемое армирование

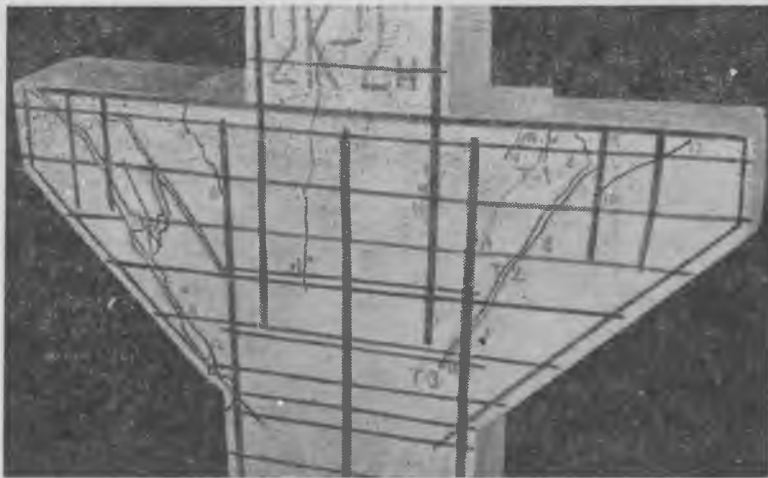


Рис. 3. Схема разрушения консоли

четной полосы. Роль этой арматуры несколько увеличена благодаря принятию большего диаметра стержней. Сварные сетки С-1, расположенные под опорной закладной деталью, повышают сопротивление бетона в зоне непосредственного приложения нагрузки. По расчету на местное сжатие без учета работы сеток под опорной закладной деталью прочность бетона в этой зоне гораздо выше, чем консоли по наклонной полосе, что позволяет отказаться от сварных сеток в зоне, где сосредоточено большое количество арматуры, и тем самым улучшить условия бетонирования. Арматура, повторяющая контур консоли, располагается за пределами расчетной полосы, в зоне малых напряжений, и не считается рабочей арматурой, поэтому можно снизить ее диаметр.

Для определения возможности применения консолей с новым видом армирования в Пензенском инженерно-строительном институте исследовали образцы консолей на действие статической нагрузки. При этом изготовили пять двухконсольных колонн среднего ряда и одноконсольных колонн крайнего ряда (см. таблицу).

Первой при нагрузке 0,5—0,6 разрушающей появилась трещина в сечении примыкания консоли к колонне, условно названная нормальной (рис. 3), поскольку она отклоняется от вертикального

опорного сечения в глубь колонны. При увеличении нагрузки развитие нормальной трещины замедляется и ускоряется к моменту разрушения.

Наклонная трещина, характерная для всех консолей, возникала при нагрузке 0,75—0,8 разрушающей на некотором расстоянии от центра приложения груза и располагалась вдоль направления линии, соединяющей центр приложения груза с вершиной нижнего угла примыкания консоли к колонне. Ее развитие было более интенсивным в сторону вершины нижнего угла примыкания консоли к колонне. При нагрузке 0,85—0,9 разрушающей ширина раскрытия этой трещины на некоторых участках достигала 1,2—1,6 мм, а высота ее распространения составила 0,77—0,89 высоты опорного сечения.

Еще одна характерная наклонная трещина появлялась при нагрузке 0,92—0,95 разрушающей. Она начиналась от наружной грани опорной площадки, т. е. ближе к внешней свободной грани консоли. В начале она имела почти вертикальное направление, а затем наклонялась, повторяя направление главной трещины. Перед разрушением эта трещина достигала наклонной грани и вдоль нее распространялась до угла примыкания консоли к колонне.

Характер разрушения всех образцов был практически одинаков, наклонными

трещинами выделился участок бетона, посередине которого перед разрушением образовалась трещина. Она быстро развивалась по длине и раскрывалась, наблюдалось выкрашивание бетона. Одновременно с этим наклонные трещины, представлявшие собой внутреннюю и внешнюю границы наклонной полосы, раскрывались до 2 мм по высоте, причем они росли медленнее. В момент разрушения трещина внутри сжатой полосы бетона распространялась по длине этой полосы с выкрашиванием бетона в зоне нижнего угла примыкания консоли к колонне. Таким образом, механизм разрушения консолей был аналогичен раздавливанию сжатого подкоса наклонной полосы бетона.

Из таблицы видно, что относительная величина опытной разрушающей нагрузки $R_{пр}^{оп}/R_{пр} b h_0$, приведенная к единой прочности бетона, для всех опытных образцов имеет хорошее совпадение. Следовательно, изменение вида армирования не снижает несущей способности консолей.

Сравнение опытных разрушающих нагрузок с расчетными, полученными по новому методу, показало их хорошее совпадение. Необходимый запас прочности консолей обеспечивается.

Применение нового вида армирования консолей дает значительный экономический эффект. Расход арматуры для двухконсольных образцов на 48%, а для одноконсольных на 38% меньше, чем при типовом армировании.

Уменьшение габаритов консолей в результате снижения высоты опорного сечения на 20 см позволяет сократить расход бетона и уменьшить массу колонны. Для консолей колонн среднего ряда расход бетона снижается на 0,112 м³, для консолей колонн крайнего ряда — на 0,056 м³. В 1981 г. в нашей стране планируется возвести 20 млн. м² зданий с мостовыми кранами и железобетонными колоннами. При этом экономия бетона составит 10,4 тыс. м³, стали — 3 тыс. т.

Предложенный метод расчета и армирование коротких железобетонных колонн промзданий с крановыми нагрузками принят за основу для проектирования типовых колонн.

Выводы

Целесообразность нового метода расчета консолей подтверждается характером трещинообразования, видом разрушения и опытными значениями разрушающей нагрузки.

Испытаниями установлено, что консоли с новым видом армирования по характеру развития трещин и виду разрушения подобны консолям с армированием по СНиП, при этом несущая способность консоли не снижается,

Марка образца	R , МПа	$R_{пр}$, МПа	R^P , кН	$R^{оп}$, кН	$\frac{R^{оп}}{R^P}$	$\frac{R^{оп}}{R_{пр} b h_0}$
2К-1т	36,9	28,1	2555	2650	1,04	0,248
2К-1н	28,9	22,3	2093	2140	1,02	0,249
2К-2н	22,6	16,4	1640	1680	1,03	0,26
1К-1н	16,2	12,7	1363	1380	1,01	0,26
1К-2н	11,5	9,1	1086	1020	0,94	0,29

Примечания: 1. Образцы 2К-1т, 2К-1н изготовлены из бетона марки М 300, остальные — М 200.

2. Индексы «т» в марке колонны — армированы по СНиП; «н» — по новому методу.

Л. Л. КУКША, канд. техн. наук; В. Г. ЖУКОВ, инж.
(Ленинградское высшее военное инженерное строительное Краснознаменное училище им. А. Н. Комаровского)

Расчет прочности изгибаемых элементов по наклонным сечениям

В рассмотренной методике расчета, которая исходит из разрушения бетона над наклонной трещиной от сжатия, используются уравнения равновесия продольных сил в наклонном сечении, проходящем через наклонную трещину; условия деформирования на участке балки, где действуют поперечные силы; зависимость, связывающая поперечную силу и осевое усилие в продольной арматуре в месте пересечения ее наклонной трещиной.

Уравнение равновесия продольных сил в наклонной трещине записывается в виде

$$N_a = N_6, \quad (1)$$

где N_a — осевое усилие в продольной арматуре в месте пересечения ее наклонной трещиной; N_6 — продольное сжимающее усилие в бетоне над вершиной наклонной трещины (рис. 1).

Принимая эпюру нормальных сжимающих напряжений в бетоне над наклонной трещиной перед разрушением прямоугольной с напряжениями, равными $R_{пр}$, усилие N_6 определяется по формуле

$$N_6 = \alpha_1 R_{пр} b h_0, \quad (2)$$

где α_1 — относительная высота зоны бетона над вершиной наклонной трещины:

$$\alpha_1 = \frac{x_1}{h_0}$$

Рассмотрим три условия деформирования для участка балки, на котором действуют поперечные силы, причем $\epsilon_6 = \epsilon_6^{пр}$. Первое связано с плоским поворотом нормального сечения, проходящего через вершину наклонной трещины, относительно оси, пересекающей эту точку (рис. 2), и определяется деформациями продольной арматуры на длине проекции наклонной трещины:

$$\frac{\epsilon_{61} l_{61}}{x_1} = \frac{\epsilon_{a1} l_{a1}}{h_0 - x_1}, \quad (3)$$

Второе условие связано с плоским поворотом нормального сечения относительно оси, проходящей через вершину нормальной трещины (см. рис. 2), и ха-

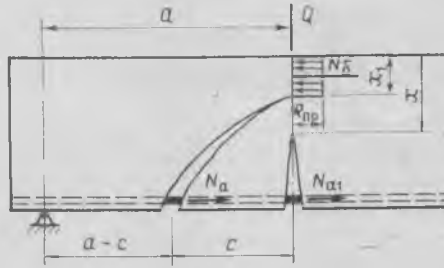


Рис. 1. Расчетная схема усилий

рактеризуется деформациями продольной арматуры:

$$\frac{\epsilon_{62} l_{62}}{x} = \frac{\epsilon_{a2} l_{a2}}{h_0 - x}, \quad (4)$$

где x — высота сжатой зоны над нормальными трещинами: $\alpha = \frac{x}{h_0}$.

Третье условие связано с плоским поворотом нормального сечения относительно оси, проходящей через вершину наклонной трещины (см. рис. 2), и определяется деформациями продольной арматуры за наклонной трещиной:

$$\frac{\epsilon_{63} l_{63}}{x_1} = \frac{\epsilon_{a3} l_{a3}}{h_0 - x_1}, \quad (5)$$

Учитывая, что $\epsilon_{61} + \epsilon_{62} + \epsilon_{63} = \epsilon_6^{пр}$, общее условие деформирования имеет вид:

$$\epsilon_6^{пр} = \epsilon_{a1} \frac{l_{a1}}{l_{61}} \frac{x}{h_0 - x_1} + \epsilon_{a2} \frac{l_{a2}}{l_{62}} \times \times \frac{x}{h_0 - x} + \epsilon_{a3} \frac{l_{a3}}{l_{63}} \frac{x_1}{h_0 - x_1}, \quad (6)$$

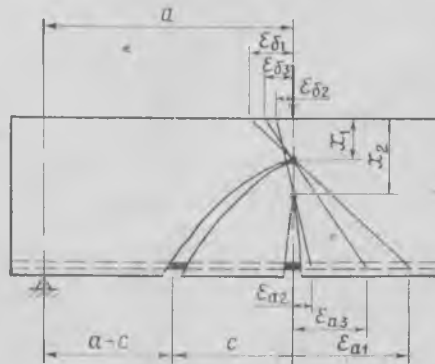


Рис. 2. Расчетная схема деформирования

где

$$\epsilon_{a1} = \frac{N_a}{E_a F_a},$$

$$\epsilon_{a2} = \frac{N_{a1}}{E_a F_a},$$

причем N_{a1} — осевое усилие в продольной арматуре в месте пересечения ее вертикального сечения, проходящего через вершину наклонной трещины;

$$\epsilon_{a3} = \frac{N_a}{E_a F_a} (1 + n \mu_1) \omega,$$

причем

$$n = \frac{E_a}{E_6}; \quad \mu_1 = \frac{F_a}{2 a_1 b};$$

a_1 — расстояние от центра тяжести продольной арматуры до нижней грани элемента; ω — коэффициент неравномерности деформаций удлинения арматуры.

Длины участков l_{a1} и l_{a2} , на которых деформации равны ϵ_{a1} и ϵ_{a2} , приближенно принимают $0,5 c$ (c — длина проекции наклонной трещины), длина l_{a3} , на которой происходят деформации $\epsilon_{a3} = a - c$ (a — расстояние от опоры до груза). Длины l_{61} и l_{62} , на которых деформации равны ϵ_{61} и ϵ_{62} равны $\alpha_1 h_0 \frac{1 + \text{tg}^2 \varphi}{\text{tg} \varphi}$, а длина l_{63} , на которой возникают деформации ϵ_3 ,

$$\frac{\alpha_1 h_0}{\text{tg} \varphi} \left(\text{tg} \varphi = \frac{0,9 h_0}{c} \right).$$

Усилие N_a определяют из уравнения моментов в нормальном сечении, проходящем через место пересечения продольной арматурой наклонной трещины, и уравнения траектории сжимающего усилия в бетоне над наклонной трещиной* по формуле

$$N_a = k_1 Q, \quad (7)$$

а усилие N_{a1} — из зависимости

$$N_{a1} = t Q, \quad (8)$$

где

$$t = \frac{\alpha}{0,9 h_0}.$$

Из решения этих уравнений относительная высота α_1 подсчитывается по формуле

$$\alpha_1 = \frac{0,9 k_0}{1 + \frac{r_1}{\epsilon_0 \mu}}, \quad (9)$$

где $r_1 = \frac{1 + k_0}{2(1 + \text{tg}^2 \varphi)} + k_0 \omega (1 + n \mu_1)$;

$$\epsilon_0 = \frac{\epsilon_6^{пр} E_a}{R_{пр}}.$$

Поперечную силу, воспринимаемую

* Ставров Г. Н., Кукша Л. Л. К определению усилия в продольной арматуре в наклонных сечениях. — Бетон и железобетон, 1978, № 12.

элементом без хомутов, находят из выражения

$$Q_6 = \frac{a_1 b h_0 R_{np}}{k_1} \quad (10)$$

Оно учитывает влияние продольной арматуры, а также непропорциональное

увеличение несущей способности с ростом марки бетона. Для элементов с поперечной арматурой, предельная поперечная сила определяется как сумма усилий в бетоне и хомутах:

$$Q_{x6} = Q_6 + q_x c \quad (11)$$

УДК 624.155

Г. Ф. НОВОЖИЛОВ, канд. техн. наук (ЛИИЖТ)

Обеспечение бездефектного погружения свай

В настоящее время до 3% железобетонных свай в процессе забивки полностью разрушаются [1]. Помимо этого, например в Ленинграде [2], более 30% свай из-за разрушения голов не могут быть забиты до проектных отметок. Большая потеря железобетона является следствием недостаточной точности существующих методов определения сопротивления грунтов, динамической прочности свай при забивке и выборе мощности молотов.

В большинстве случаев наблюдается разрушение бетона в голове свай, т. е. в зоне контакта с молотом. Во многих работах разрушение связывают с интенсивностью единичного удара, ведущего к перенапряжению бетона [1—4], поэтому для забивки свай рекомендуется применять молоты с энергией удара и наголовники с параметрами прокладок, которые исключали бы возникновение в них разрушающих напряжений, т. е. $\sigma < \sigma_{доп}$. Напряжения σ могут быть определены по методике приложения 39 Руководства по производству и приемке работ при устройстве оснований и фундаментов. Наиболее совершенное решение по определению сжимающих напряжений, возникающих в голове свай при забивке, описано в работе [4]:

$$\sigma \approx \frac{2}{3} \sqrt{\frac{6QH}{\left(\frac{S}{E_{np}} + \frac{L}{2E}\right) \left(1 + \frac{Q}{q}\right) F}} \quad (1)$$

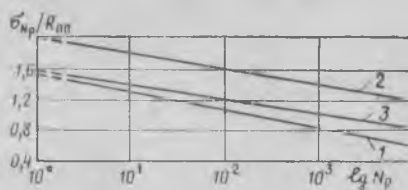
где Q, H — масса и высота падения ударной части молота; S — толщина прокладки в наголовнике; q — масса свай; E_{np}, E — модули упругости прокладки и свай; L, F — длина и площадь поперечного сечения свай.

Уравнение (1) является приближен-

ным, так как не учитывает влияния величины отказа на возникающие в свае напряжения.

Попытки предсказать с использованием расчетов по формуле (1) и подобных ей [3] и предотвратить случаи возникновения деформаций и разрушения свай не дали положительных результатов. Это объясняется тем, что в действительности эти разрушения происходят не от единичного удара. Свай разрушаются чаще всего, например, при продолжении плотного слоя грунта, когда велико число ударов молота на каждый метр их погружения. По достижении некоторого «критического» числа ударов в результате многократного приложения нагрузки в голове свай начинают образовываться трещины, а затем наблюдаются отдельные выколы, местные разрушения бетона и его полное выкрашивание, оголение и смятие арматуры. Таким образом, разрушение свай — это процесс, протекающий во времени, поскольку дефекты проявляются постепенно, а по мере повышения общего числа ударов значимость дефектов увеличивается.

Зависимость между величиной максимального напряжения в пределах одного цикла нагружения σ_{N_p} и числом циклов нагружений N_p , необходимых для раз-



Зависимость динамической прочности призматических железобетонных свай различной конструкции от числа ударов молота

1 — сваи преднапряженные струнбетонные СН_{np}-15-30; 2 — сваи С14-35 с ненапрягаемой арматурой; 3 — сваи СЦ-12-30 с центральным арматурным стержнем

Предложенные зависимости были проверены многочисленными опытами, отличающимися продольным армированием, марками бетона, значениями a/h_0 . При этом отклонение опытных данных от теоретических не превышало 20%.

разрушения образца бетона [5], является в полулогарифмическом масштабе линейной:

$$\sigma_{N_p} = R_{п.п} (a - b \lg N_p) \quad (2)$$

где $R_{п.п}$ — статический предел прочности материала (кубиковая прочность); a — коэффициент динамического упрочнения, показывающий во сколько раз при однократном нагружении величина динамического предела прочности превосходит статический; b — коэффициент, характеризующий стойкость материала по отношению к повторным динамическим нагружениям.

Анализ экспериментов подтвердил, что процесс разрушения свай подчиняется уравнению (2). Параметры этого уравнения для свай различных конструкций могут быть установлены путем определения предельного числа ударов N_{p1} и N_{p2} , в результате которых начинается разрушение конструкций при разных высотах падения молота H_1 и H_2 или разных массах его ударной части Q_1 и Q_2 . При этом началом разрушения считается начальный этап деформирования — трещинообразование, мелкие околы и т. п. По значениям H_1 и H_2 или Q_1 и Q_2 по формуле (1) определяются величины разрушающих напряжений σ_{N_1} и σ_{N_2} . Затем графически или с помощью системы уравнений определяют параметры формулы (2).

По данным исследований в Архангельске для железобетонных сплошных свай квадратного сечения с напрягаемой проволочной арматурой (струнбетонные серии 1.011-1, марки СН_{np}-15-30) было получено следующее уравнение

$$\sigma_{N_p} / R_{п.п} = 1,55 - 0,230 \lg N_p \quad (3)$$

На объектах Ленинграда были зафиксированы N_p при различных параметрах работы снарядов Q, H и, следовательно, σ . По полученным результатам был построен график динамической прочности свай (см. рисунок). Для железобетонных сплошных свай квадратного сечения без натяжения арматуры (серии 1.011-1, марки С14-35) динамическая прочность выражена уравнением:

$$\sigma_{N_p} / R_{п.п} = 1,8 - 0,150 \lg N_p \quad (4)$$

Нами проведены расчеты по данным технических указаний по применению забивных железобетонных свай сплошного квадратного сечения без поперечного армирования ствола с напрягаемой стержневой арматурой на стройках Главзападуралстроя (ТУ 1-77). Исследования процесса разрушения железобетонных свай сплошного квадратного сечения без поперечного армирования с напрягаемой стержневой арматурой, расположенной в центре сечения (сокращенно сваи с центральным арматурным стержнем серии 1.011-6, марки СЦ 12-30), позволили получить уравнение:

$$\sigma_{N_p} / R_{п.п} = 1,57 - 0,165 \lg R_p. \quad (5)$$

Каждый график и формула соответствуют сваям указанной конструкции с соответствующими параметрами $R_{п.п}$, армирования и др. Для инженерных расчетов полученные графики и формулы можно применить к любым молотам и грунтам, поскольку при определении параметров σ и N учитываются влияние типа молота и показатели его работы, а также свойства грунтов.

Уравнения (3)—(5) позволяют прогнозировать для сваи рассмотренных конструкций допустимое предельное число ударов, массу и высоту подъема ударной части молотов.

Предельное допустимое для каждого данного снаряда число ударов N_p , при котором обеспечивается бездефектное погружение сваи, а при превышении которого начинают постепенно развиваться все более серьезные деформации сваи вплоть до разрушения, определяется следующим образом. Вначале по параметрам удара молота Q и H и формуле (1) вычисляем напряжения σ , возникающие в голове сваи при ударе. Далее по графику (см. рисунок) находим значение σ , а затем соответствующее предельно допустимое количество ударов N_p (от значения σ проводится горизонтальная линия до пересечения с наклонной прямой, характеризующей динамическую прочность рассматриваемой конструкции сваи; из точки пересечения опускается перпендикуляр на горизонтальную ось и определяется значение N_p).

Далее устанавливаются условия применения сваебойного оборудования. Полученное предельно допустимое число ударов для данной конструкции свай N_p сравнивают с общим числом ударов молота N , необходимым для погружения сваи на проектные отметки. При этом если при данном σ имеет место отношение $N < N_p$, следовательно, данный молот обеспечивает бездефектное погружение сваи. Если $N > N_p$, то в процессе погружения сваи будут деформировать-

ся, и необходимо применить или другой молот, или заменить конструкцию сваи, или использовать технологию работ, при которой будет обеспечиваться условие $N > N_p$.

Замена молота изменяет N и N_p (последнее в связи с изменением σ), поэтому можно подобрать такой молот, который обеспечит условие $N < N_p$. Можно также заменить железобетонную сваю более ударопрочной, т. е. с большим значением N_p — например, керамзитожелезобетонной, с большим армированием, с фибросталебетонным армированием головы [1, 2] и др., либо сваями, которые легче погружаются в грунт — с уширенным нижним концом, трубчатые и др., при которых снизится N . Наконец, можно оставить без изменения молот и сваи, но облегчить погружение конструкций с помощью подмыва, обмазки, электроосмоса, устройства лидерных скважин, что снизит число ударов молота N . Влияние каждого из мероприятий на величину N может быть определено расчетом. Эти мероприятия можно варьировать в таких пределах, которые обеспечат выполнение условия $N < N_p$.

Таким образом, сваи серий 1.011-6, 1.011-5 и др., различающихся по ударной прочности, следует рационально использовать в разных по плотности грунтах.

Необходимое число ударов молота N для погружения сваи на проектную глубину l может быть определено с помощью разработанного нами энергетического метода прогнозирования процесса погружения свай. При чисто пластической модели грунта N определяется по формуле

$$N = \frac{1}{K} \sum_{i=1}^m \frac{P_i h_i}{\sqrt{Q_i/q_i} \mathcal{E}_p \eta_i}. \quad (6)$$

Динамическое сопротивление грунта P_i в центре каждого пробиваемого сваями i -го слоя складывается из лобового сопротивления $P_{л.и}$ и по боковой поверхности сваи $P_{Б.и}$ и устанавливается для призматических свай по формуле

$$P_i = P_{л.и} + P_{Б.и} = R_{Д.и} F + u \sum_{i=1}^m f_{Д.и} h_i. \quad (7)$$

где h_i — мощности слоев грунта, пробиваемые сваями, м; F , u — площадь поперечного сечения и периметр сваи.

Для свай более сложной формы — пирамидальных, трубчатых и др. — формула (7) несколько видоизменяется. В качестве удельных сопротивлений грунтов $R_{Д.и}$ и $f_{Д.и}$ могут быть приняты расчетные сопротивления грунтов R и f

по табл. 1 и 2 СНиП П-17-77 «Свайные фундаменты. Нормы проектирования», а при необходимости более точных расчетов — по данным статического и динамического зондирования.

Расчетная энергия удара молота \mathcal{E}_p может приниматься по п. 6.7 СНиП П-17-77. Коэффициент полезного действия удара молота определяется по формуле

$$\eta = \frac{Q + 0,2(q + q_n + q_k)}{Q + q + q_n + q_k}, \quad (8)$$

где Q , q , q_n , q_k — соответственно масса ударной части молота, сваи, наголовника и частей корпуса молота, участвующих в соударении.

Коэффициент пропорциональности K в уравнении (6) для пластической модели грунта и при определении динамических сопротивлений грунтов по СНиП П-17-77 установлен на основании статистического анализа результатов забивки в Архангельске и Ленинграде более 300 свай длиной 40 м и составляет: для молотов подвесных и одиночного действия $K=0,5$; для молотов дизельных трубчатых $K=0,4$ и штапговых $K=0,7$.

Влияние дополнительных мероприятий, облегчающих погружение свай, учитывается путем введения поправочных понижающих коэффициентов к удельным динамическим сопротивлениям грунтов $R_{Д.и}$ и $f_{Д.и}$. Так, например, по имеющимся литературным данным при использовании обмазывающих составов удельное сопротивление грунта на боковой поверхности принимается равным $0,7 f_{Д.и}$, а при электроосмосе — $0,5 f_{Д.и}$ и т. п.

Таким образом, разработанные методики определения N_p и N позволяют прогнозировать условия бездефектного погружения различных типов железобетонных свай. Для широкого применения разработанного метода необходимо получить зависимости, подобные (2)—(5) для свай всех наиболее часто применяющихся типов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Сурова И. К. Исследование сопротивления фибробетона удару. Автореф. дисс. на соиск. учен. степени канд. техн. наук. ЛИСИ, 1977.
2. Родов Г. С. Забивные сваи с повышенной ударопрочностью. Сб.: Индустриализация и механизация производства работ пулевого цикла. ЛДНТП, 1978.
3. Гинсбург Л. Я. О сохранении голов свай при забивке. Сб.: Основания, фундаменты и подземные сооружения. НИИОСП. Труды 4-й конф. м. н. с. М., 1963.
4. Бахолдин Б. В. О величине напряжений в сваях при забивке. — Основания, фундаменты и механика грунтов. 1967, № 2.
5. Корчинский И. Л., Беченева Г. В. Прочность строительных материалов при динамических нагружениях. М., Стройиздат, 1966.

Прочность статически неопределимых балок, армированных сталями без площадки текучести

Для оценки несущей способности большинства статически неопределимых железобетонных конструкций используется метод предельного равновесия. При этом величины предельных моментов в пластических шарнирах определяются по напряжениям в арматуре R_a , назначаемым с учетом статистики по действительному или условному пределу текучести. Для сталей, не имеющих ярко выраженной площадки текучести, разрушение сечений происходит при предельных моментах, иногда значительно превышающих величины моментов, подсчитанных по напряжениям в арматуре, соответствующих условному пределу текучести $\sigma_{0,2}$. В статически неопределимых конструкциях неучет работы арматуры за условным пределом текучести приводит к явной недооценке действительной несущей способности.

Вторая предпосылка метода предельного равновесия, говорящая о том, что усилия в элементах конструкции должны быть ограничены предельными условиями, с достижением которых деформации этих элементов могут достаточно сильно возрастать, для конструкций, армированных сталями, не имеющими площадки текучести, в явном виде не выполняется и правомерность использования этого метода для подсчета их несущей способности вызвала сомнение.

Неясными были вопросы о методе подсчета предельных моментов в наиболее напряженных сечениях конструкций, а также достаточный ли запас деформативности имеют сечения, в которых напряжения в арматуре достигли значений, при которых происходит разрушение сечений статически определимых конструкций, для реализации полного перераспределения усилий при соблюдении условия $\xi_p \leq \xi_R$ и в бетонах повышенной прочности. Можно ожидать, что для высокопрочных бетонов в силу их большей хрупкости условия для полного перераспределения усилий бу-

дут более жесткими по сравнению с низкопрочными бетонами.

В связи с этим провели специальные исследования с целью разработки методов расчета прочности статически неопределимых железобетонных конструкций, армированных сталями без площадки текучести. При этом изучили перераспределение усилий в статически неопределимых балках из высокопрочных бетонов, армированных сталями без площадки текучести. Также установили условия работы за условным пределом текучести высокопрочных сталей с различными диаграммами растяжения в расчетных сечениях статически неопределимых железобетонных конструкций из высокопрочных бетонов. Кроме того, исследовали возможность применения метода предельного равновесия для оценки несущей способности конструкций из обычного и высокопрочного бетона, армированных сталями без площадки текучести.

Для решения поставленных задач испытали 16 неразрезных двухпролетных балок прямоугольного сечения. Использованные материалы заметно различались прочностными и деформативными характеристиками. Арматура имела разный характер диаграммы растяжения (стали марок 80С при $\sigma_{0,2} = 640$ МПа и 80 Свт при $\sigma_{0,2} = 870$ МПа), прочность бетона составляла 60 и 90 МПа.

Опытные образцы отличались степенью и схемой армирования. Балки, имевшие одинаковую прочность расчетных сечений, по степени армирования подразделялись на слабоармированные ($\xi_p = 0,06 \dots 0,1$) и среднеармированные ($\xi_p = 0,14 \dots 0,2$) при диапазоне изменения значений ξ_p от 0,21 до 0,33. Только в четырех балках, обладавших неодинаковой прочностью расчетных сечений, степень армирования одного из сечений принимали равной ξ_R , а другого — 0,1. Таким образом, для получения существенного перераспределения усилий и оценки степени его проявления прочности наиболее напряженных сечений балок (кроме двух) были ослаблены против требуемого расчетом как упругих систем на 50—67% [2, 3].

Разрушение всех балок происходило по нормальным сечениям в зоне действия максимального отрицательного и положительного изгибающего момента после раздробления бетона сжатой зоны в последних шарнирах. Балки, изготовленные из бетона прочностью 90 МПа, разрушались более внезапно, чем из бетона прочностью 60 МПа. Однако это не повлияло отрицательно на реализацию предусмотренного перераспределения усилий. В балках из высокопрочного бетона, армированных сталями без площадки текучести, по мере роста нагрузки оно происходило следующим образом. В качестве примера на рис. 1 приведено изменение опорных и пролетных изгибающих моментов с ростом нагрузки в слабоар-

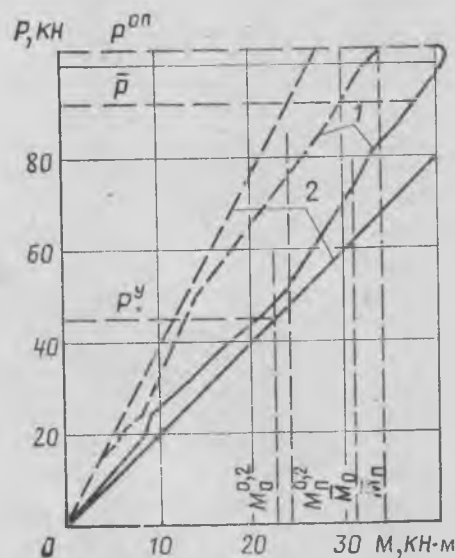


Рис. 1. Изменение опорных (—) и пролетных (---) изгибающих моментов с ростом нагрузки
 1 — опытные данные; 2 — по расчету балок, как упругих систем

мированной балке, имевшей одинаковую прочность расчетных сечений ($R=60$ МПа, сталь марки 80С). Распределение усилий до появления трещин в одном из критических сечений хорошо соответствовало расчету балок как упругих систем. Образование трещин вызывало заметное перераспределение усилий, которое в большей мере проявлялось в слабоармированных балках. Рост усилий с момента появления трещин в менее напряженных сечениях до начала развития неупругих деформаций арматуры в одном из критических сечений осуществлялся с постоянным соотношением. С началом развития неупругих деформаций арматуры в наиболее напряженных сечениях произошло существенное перераспределение усилий, которое продолжалось до момента развития неупругих деформаций арматуры в менее напряженных сечениях. При дальнейшем возрастании усилий (вплоть до разрушения конструкции) это соотношение изменилось. Рост усилий в критических сечениях при работе арматуры в упругопластической стадии не приостанавливался, а лишь замедлялся, т. е. пластические шарниры воспринимали приращения изгибающего момента вплоть до разрушения конструкции.

Для оценки степени перераспределения усилий в неразрезных балках определили значения расчетных предельных изгибающих моментов в опорных и пролетных сечениях как без учета (по напряжениям в арматуре $\sigma_{0,2}$), так и с учетом работы арматуры за $\sigma_{0,2}$ (по напряжениям в арматуре $m_{a4}\sigma_{0,2}$).

Результаты исследований показали, что расчет прочности неразрезных балок методом предельного равновесия по моментам в критических сечениях без учета работы арматуры за $\sigma_{0,2}$ недооценивает величины опытных разрушающих нагрузок, во многих случаях значительно. Так, значения превышений опытных разрушающих нагрузок над теоретическими составляли 8—57%. Величина этого превышения возрастала с уменьшением степени армирования конструкций и с увеличением отношения $\sigma_b/\sigma_{0,2}$. Следовательно, при расчете прочности статически неопределимых железобетонных конструкций, армированных сталью без площади текучести, необходимо учитывать работу арматуры

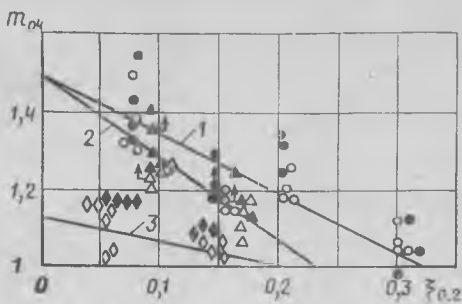


Рис. 2. Зависимость m_{a4} от $\xi_{0,2}$ в неразрезных балках 1—3 — расчетные значения m_{a4} при прочности бетона соответственно 60, 90 и 90 МПа; ● ○ — $R=60$ МПа, арматура марки 80С; ▲ △ — $R=90$ МПа, 80С; ◆ ◇ — $R=90$ МПа 80 Ст; ● ▲ — опорные сечения; ○ △ ◇ — пролетные сечения

за $\sigma_{0,2}$ в критических сечениях. Для оценки работы высокопрочной арматуры за условным пределом текучести $\sigma_{0,2}$ в критических сечениях статически неопределимых конструкций использовали метод учета ее работы за $\sigma_{0,2}$ в нормальных сечениях статически определимых конструкций при помощи коэффициента условий работы арматуры m_{a4} . На рис. 2 приведены опытные и расчетные значения $m_{a4}=\sigma_a/\sigma_{0,2}$ по результатам испытания неразрезных балок.

Значения $\sigma_a^{оп}/\sigma_{0,2}$ в опорных сечениях заметно превышают подсчитанные по СНиП II-21-75, а в пролетных сечениях достаточно хорошо согласуются с расчетными величинами. Результаты исследований позволяют сделать вывод о том, что учет работы арматуры за условным пределом текучести в критических сечениях статически неопределимых железобетонных конструкций можно осуществлять при помощи коэффициента m_{a4} с обеспечением достаточной надежности. Установлено, что с достижением более напряженными сечениями предельных условий конструкция не разрушается, а воспринимает приращение нагрузки до достижения последним пластическим шарниром предельного условия.

Оценка прочности неразрезных двухпролетных балок при помощи метода предельного равновесия с учетом работы арматуры за $\sigma_{0,2}$ в критических сечениях

конструкции показала, что величины опытных разрушающих нагрузок превысили теоретические в среднеармированных балках в среднем на 5, а слабоармированных на 13%.

Расчет прочности статически неопределимых железобетонных конструкций из бетонов, армированных сталью без площадки текучести, достаточно надежно можно производить методом предельного равновесия с учетом работы арматуры за $\sigma_{0,2}$ в критических сечениях при выполнении условия $\xi_p \leq \xi_p^*$ независимо от схемы армирования конструкции и расположения нагрузок. Ослабление наиболее напряженных сечений против требуемого расчетом конструкции как упругих систем можно доводить до 67% без опасности преждевременного их разрушения. В пределах этой величины ширина раскрытия трещин не превышает допустимых в нормах величин в области действия эксплуатационных нагрузок. Деформативность конструкции в большой мере зависит от жесткости последнего шарнира.

Учет работы арматуры за условным пределом текучести в статически неопределимых железобетонных конструкциях при помощи коэффициента условий работы арматуры m_{a4} позволяет сократить расход арматуры и получить значительный экономический эффект, зависящий от степени армирования применяемых конструкций.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Крылов С. М. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях. М., Стройиздат, 1964.
2. Крылов С. М., Гуца Ю. П., Абаканов М. С. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях, армированных сталью без площадки текучести. — В сб. НИИЖБ: Прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных конструкций. М., 1979.
3. Абаканов М. С. Некоторые особенности работы статически неопределимых железобетонных конструкций, армированных сталью, не имеющими площадки текучести. — В сб. трудов Казпромстройниипроекта: Исследование сейсмостойкости сооружений и конструкций. Вып. 11, Алма-Ата, Казпромстройниипроект, 1979.
4. Мулин Н. М., Гуца Ю. П. Арматура и условия ее работы в конструкциях. — Бетон и железобетон, 1971, № 5.

Стойкость легких полимерсиликатных бетонов к солевой коррозии

Весьма перспективным конструкционным и химически стойким материалом в агрессивных средах цехов электролиза являются легкие кислотоупорные композиции на основе натриевого растворимого стекла, модифицированные полимерными добавками (легкие полимерсиликаты).

В ограждающих конструкциях, обливаемых солевыми растворами сульфатов металлов и имеющих испаряющую поверхность, возможно разрушение легкого бетона из-за кристаллизации в его порах солей и развивающегося при этом внутреннего кристаллизационного давления. В связи с этим исследовали стойкость легкого полимерсиликатного бетона к физической форме солевой коррозии. Условия проведения эксперимента были приближены к фактическим условиям работы материала в конструкции. В качестве воздействующей на материал жидкости был принят электролит следующего состава: свободной серной кислоты — 170 г/л медного и никелевого купороса соответственно 145 и 140 г/л. Для приготовления бетона применяли натриевое жидкое стекло плотностью 1,42 г/см³ с содержанием SiO₂—29,49%; Na₂O—10,36%, и модулем 2,93. Количество кремнефтористого натрия было принято 15—16% массы жидкого стекла. В качестве легкого заполнителя применяли керамзитовый и аглопоритовый щебень, керамзитовый и аглопоритовый песок, керамзитовую и аглопоритовую муку.

Исследования проводили на образцах кубиках со стороны ребра 7,07 см при крупности заполнителя 5—20 мм без добавки (составы 1, 2, 3, 4) и с добавкой фурилового спирта (3% массы жидкого стекла) (составы 1а, 2а, 3а, 4а). Цикл испытаний (насыщение и высушивание) повторялся 25 раз. Контрольные образцы каждого состава хранили в воздушно-сухих условиях и по ним сравнивали первоначальную прочность образцов с прочностью образцов после испытания. Образцы насыщали электролитом в ванне при температуре 15—20°C. Время насыщения образцов электролитом в первом цикле испытаний составило 48 ч, во всех последующих — 10—11 ч. Затем их помещали в сушильный

шкаф и выдерживали до постоянной массы при температуре 50—65°C.

Прочность бетона при сжатии, коэффициенты устойчивости и проницаемость электролита в бетон приведены в таблице.

Состав бетона	Прочность при сжатии, кгс/см ²	Коэффициент устойчивости при сжатии	Средняя глубина проникания кристаллов электролита, мм	Средняя толщина темного контура по периметру образца, мм
1	177/145*	1,22	3,5	—
1а	246/155	1,59	—	1,2
2	287/240	1,2	2,8	—
2а	379/253	1,5	—	1
3	310/247	1,26	15	—
3а	385/255	1,51	—	2,5
4	161/127	1,26	15	—
4а	214/160	1,34	—	2,8

* Перед чертой — после 25 циклов испытаний, после черты — после 28 сут воздушно-сухого хранения.

Исследования микроструктуры образцов кислотоупорного бетона без добавки фурилового спирта показали, что они покрыты по контуру зеленато-бурым слоем новообразований, распространяющихся на различную глубину. Структура бетона в поверхностном слое разрыхлена. Наблюдаемые в поверхностном слое новообразования выступают в виде сростков кристаллов голубоватого и желтоватого цветов.

При определении показателей преломления и оптических свойств кристаллов в иммерсионных жидкостях под микроскопом установлено, что голубоватые кристаллы представляют собой кристаллогидрат сульфата меди SiSO₄·5H₂O, а желтоватые — железный купорос FeSO₄·5H₂O.

Из изученных составов бетонов без полимерной добавки большей стойкостью к солевой коррозии обладают составы 1 и 2 (см. таблицу), изготовленные на керамзитовом или аглопоритовом щебне и мелком кислотоустойчивом заполнителе. Средняя глубина проникания кристаллов электролита в тело образцов 1 и 2 составляет 2,8—3,5 мм, в отдельных участках кристаллы обнаружены на глубине 5—8 мм. Процесс разрушения поверхно-

сти составов 3 и 4, изготовленных на аглопоритовых и керамзитовых мелком и крупном заполнителях более значителен. Кристаллы электролита обнаружены не только в поверхностном слое образцов, но и на глубине 15 мм. В середине образцов обнаружены единичные кристаллы.

Несмотря на новообразования и некоторое разрыхление поверхностного слоя бетона кристаллами электролита, коэффициент стойкости к солевой коррозии легких кислотоупорных бетонов на пористых заполнителях без добавки больше единицы, что объясняется уплотнением структуры образцов кристаллами электролита в начальной стадии испытаний. При увеличении числа циклов испытаний и дальнейшем росте новообразований прочность бетона без полимерной добавки, по-видимому, будет понижаться.

Микроскопическими исследованиями установлено, что добавка фурилового спирта улучшает структуру легкого кислотоупорного бетона; уплотняется контакт вяжущего с заполнителем, устраняются микротрещины в зоне контакта вяжущего с заполнителем, изменяется размер и характер пористости. В вяжущем появляются замкнутые продолговатые поры, целиком заполненные фуриловым спиртом мелкие поры.

В отличие от обычного жидкостеклового, полимерсиликатный бетон практически не обладает кратковременной проницаемостью. Проникание электролита в бетон носит диффузионный характер, затухающий во времени.

Наиболее стойкими к солевой коррозии являются составы 1а и 2а полимерсиликатного бетона, изготовленные на керамзитовом или аглопоритовом щебне и мелких кислотоустойчивых заполнителях (кварцевом песке, диабазовой муке).

Замена кварцевого песка и диабазовой муки мелким аглопоритовым или керамзитовым заполнителем (составы 3а и 4а) несколько понизила солестойкость бетона с полимерной добавкой, тем не менее коэффициент солестойкости этих составов достаточно высок — 1,34—1,51.

Выводы

Легкие кислотоупорные бетоны на основе натриевого растворимого стекла на пористых заполнителях (керамзите и аглопорите) обладают высокой стойкостью к солевой коррозии, вызываемой кислотными растворами сульфатов цветных металлов, при переменном режиме увлажнения и высушивания и температуре 20—60°C. Введение полимерной добавки (фурилового спирта) значительно повышает стойкость легкого кислотоупорного бетона к солевой коррозии, а также прочность бетона при сжатии.

С. Г. ШАГИНЯН, канд. техн. наук, директор АрмНИИСА

Армянскому НИИ строительства и архитектуры — 50 лет

Созданный в 1930 г. научно-исследовательский институт сооружений (АИС) первоначально являлся филиалом Закавказского научно-исследовательского института сооружений (ЗИС). Его директором стал крупный гидроэнергостроитель республики, первый кавалер ордена Ленина в Закавказье И. А. Тер-Аствацатурян. Институт в основном занимался изучением местных строительных материалов, а также исследованием некоторых вопросов сейсмостойкого строительства.

В ноябре 1943 г. на базе Армянского института строительных материалов и Бюро антисейсмического строительства Армянского филиала Академии наук СССР был создан Институт строительных материалов и сооружений (АИСМ) Академии наук Армянской ССР.

Профиль научной деятельности института расширялся. В настоящее время АИСМ является одной из ведущих научных организаций строительного профиля в нашей стране.

За время существования института его сотрудниками было опубликовано около 400 научных работ, в том числе 22 монографии. В нем активно работали академики АН Армянской ССР профессора М. В. Касьян, А. Г. Назаров, С. А. Амбарцумян, чл.-корр. АН АрмССР, проф. М. З. Симонов, проф. В. В. Пинадзян и многие другие.

Институтом проведены комплексные исследования свойств естественных строительных камней республики, в том числе вулканических туфов, базальта, гранита, мрамора, имеющих высокие физико-механические свойства и хорошие декоративные качества. Изучались разнообразные пористые заполнители из пемзы и вулканических шлаков. Установлено, что туфы, успешно применяемые в качестве стенового материала, могут быть успешно использованы как заполнители легких бетонов. Выявлены и изучены перлиты и обсидианы для получения вспученных пористых заполнителей.

Изготовленные вакуумным способом многопустотные панели из легкого железобетона были успешно применены в сборных перекрытиях корпусов высотного здания МГУ им. Ломоносова в Москве. Впоследствии эта работа была удостоена Государственной премии. Впервые в мировой практике легкий бетон в широких масштабах применялся в гидротехническом строительстве республики.

Для обеспечения сейсмостойкости каменных зданий проводились исследования прочности и деформативности каменных кладок различных систем. Выполнялись важные исследования в области инженерной сейсмологии и сейсмостойкости сооружений. Разработаны методы расчетов железобетонных конструкций с учетом длительности нагружения и сжатых элементов металлических конструкций по предельным состояниям. Была доказана возможность применения преднапряженных конструкций в условиях высокой сейсмичности.

В 1958 г. АИСМ был включен в число 15 головных институтов страны с возложением на него ответственности за разработку важнейших проблем и координации работ по отрасли «Каменные стеновые материалы и легкие заполнители из естественных горных пород». В этот период начался переход к строительству из бетона и железобетона. Вместо 4-5-этажных каменных домов начали возводиться 9-16-этажные каркасные, крупнопанельные, рамно-каркасные и другие.

Удельный вес легкого бетона в республике составляет 70% объема применяемого железобетона. На этом этапе развития индустриализации в 1974 г. АИСМу был определен новый профиль и присвоено новое наименование — Научно-исследовательский институт строительства и архитектуры (АрмНИИСА).

В настоящее время в институте проводятся работы по следующим направлениям: строительные конструкции, сейсмостойкое строительство, бетоны и тех-

нология изготовления конструкций из них, экономика и технология строительного производства, архитектура, градостроительство, экспериментальное проектирование.

В последние годы ведутся исследования, связанные с развитием теорий расчета железобетонных конструкций в основном из легкого бетона на природных пористых заполнителях, с составлением норм проектирования, разработкой новых конструкций гражданских и производственных зданий.

Исследуются армированные и преднапряженные конструкции производственных зданий из бетона на природных пористых заполнителях. Для проектирования указанных конструкций получены необходимые расчетные параметры.

Изучалась коррозия и методы защиты стальной арматуры в легком бетоне на природных пористых заполнителях. Выполнялись широкие натурные обследования долговечности конструкций из легкого железобетона. Составлены Временные указания по проектированию антикоррозионной защиты стеновых конструкций с применением легкого бетона в условиях АрмССР.

Проведена теоретическая и экспериментальная разработка методов расчета зданий на сейсмические воздействия с учетом вопросов оптимальности, сейсмического риска, нелинейных колебаний, взаимодействия между фундаментом и основанием. Создана методика расчета зданий и сооружений на сейсмические воздействия по акселерограммам сильных землетрясений с помощью ЭВМ. В Ереване организованы 7 инженерных сейсмометрических станций, получены записи 4-6-балльных землетрясений.

Проводятся экспериментально-теоретические исследования по развитию теории и практики сейсмостойкого строительства. Разрабатываются новые методы исследования конструкций каменных, каркасных и крупнопанельных зданий при статических и динамических воздействиях. Разработаны эффективные спо-

собы облицовки стен плитами из природных камней для условий сейсмичности. Ведутся исследования сейсмостойкости зданий с применением методов моделирования.

Выполнен большой объем научно-исследовательских работ по дальнейшему совершенствованию технологии и изучению свойств бетонов и растворов на основе различных видов пористых и плотных заполнителей. Разработаны и внедрены конструкционные, конструкционно-теплоизоляционные и теплоизоляционные бетоны, декоративные бетоны и растворы, цветные цементные пасты и краски.

Изучены свойства различных видов заполнителей с целью замены литоидной пемзы туфовыми и другими видами заполнителя. Разработана технология получения ячеистых автоклавных бетонов на основе воздушной извести и хвостов обогащения медно-молибденовых руд. Разработан способ ускорения твердения бетонов и растворов путем предварительного электроразогрева смесей. Впервые в мировой практике легкий бетон внедрен в транспортное строительство.

Ведутся исследования по разработке составов бетонов и растворов с различными химическими и полимерными добавками. Разработаны и внедряются технологии изготовления секционных перлитобетонных перегородочных плит высотой на этаж, ограждающие панели и др.

Методами современного физического и химического анализа изучаются процессы, протекающие в твердеющем бетоне на молекулярном уровне.

Проводятся исследования теплофизических и акустических свойств бетонов. Разработаны новые типы ограждающих конструкций, в частности трехслойные стеновые панели с перлитобетонными вкладышами.

Наряду с исследованиями в области вакуумирования бетона проводилось изучение торкрет-бетонов и растворов на плотных и пористых заполнителях. Разработан универсальный бетоносмеситель гравитационно-принудительного действия. Создана методика определения прочности породы заполнителя путем оценки водопоглощения щебня, отрабатываются технологические параметры изготовления

изделий из легких бетонов способом ударного формования. Разработаны рекомендации по облагораживанию инертных при изготовлении легких бетонов на природных пористых заполнителях.

Изучаются механизмы оползневых явлений и разрабатываются противооползневые мероприятия, создана специальная аппаратура.

Определены эффективные типы квартир с учетом климатических условий и национально-бытовых особенностей населения республики.

Исследуются социально-экономические особенности развития городов и населенных мест, пространственно-планировочные особенности развития градостроительной структуры и экологические особенности градостроительства. Разработаны и изданы «Рекомендации по планировке и общим принципам создания перспективной структуры жилых образований в крупных городах». Проводятся исследования по охране и оздоровлению окружающей среды.

Разработаны основные архитектурно-планировочные и инженерные решения формирования жилой застройки на различных формах рельефа. Ведутся комплексные работы по исследованию конструкций и проектированию жилых домов до 16 этажей с пространственным сборно-монолитным рамным каркасом. Разработаны конструкции нового 16-этажного экспериментального дома с рамно-связевым каркасом. Совершенствуются расчеты и конструкции таких зданий.

Разработан полуавтоматический гидродомкрат для натяжения арматуры усилием 20 и 100 т, внедренный на заводах железобетонных конструкций страны. Полуавтоматический гидродомкрат в 1980 г. демонстрировался на Международной лейпцигской ярмарке.

Ведутся работы по повышению эффективности капитальных вложений в строительство путем изучения и анализа эффективных областей применения местных строительных материалов. Разрабатывается самоходная трамбующая машина новой конструкции. Создан экспериментальный проект 9-этажного жилого дома из монолитного железобетона и изготовлена в масштабе 1:5 действующая

модель переставной опалубки тонельного типа для таких домов.

АрмНИИСА оказывал и продолжает оказывать систематическую помощь проектным и строительным организациям республики и страны. Институт поддерживает творческую связь с крупными научно-исследовательскими и проектными организациями страны — ЦНИИСК им В. А. Кучеренко, НИИЖБ, ЦНИИЭП жилища, ГрузИСМиС, АЗНИИС и другими.

Ученые института принимали активное участие в работе международных, союзных и республиканских конференций, симпозиумов и сессий, в том числе международного конгресса ФИП, Международного конгресса по механике грунтов, Европейской конференции по сейсмостойкому строительству, симпозиуме по сейсмологии и сейсмостойкости в дни СССР в Италии, на Международных ярмарках в Алжире, ГДР, Югославии, Аргентине. Ученые института являются членами координационных и ученых советов НИИЖБ, ЕрПИ, НИИКС и других институтов.

Особое внимание уделяется в институте росту квалифицированных научных кадров. Из стен АрмНИИСА вышли высококвалифицированные специалисты, работающие в настоящее время во многих вузах и других организациях республики. За период 1943—1980 гг. 17 ученых защитили докторские диссертации, более 100 стали кандидатами наук. Систематически издаются труды института. В них опубликовано свыше 800 научных статей.

За период 1976—1980 гг. сотрудники института подали 58 заявок на изобретения и получили 45 авторских свидетельств. АрмНИИСА принимал активное участие в различных Всесоюзных конкурсах и смотрах, при этом только за 1979—1980 гг. 18 его сотрудников завоевали звание лауреатов.

Коллектив института с большим подъемом встречает свой полувековой юбилей и полон решимости выполнить ответственные задачи по осуществлению планов новой пятилетки и достойной встрече XXVI съезда КПСС.

Устройство бетонных полов методом вакуумирования

В строительных организациях Минпромстроя УССР при возведении промышленных зданий, бетонных площадок и дорог внедрена и широко применяется принципиально новая технология устройства чистых бетонных полов, по которой бетонирование и отделка их идет непрерывным процессом.

Сущность новой технологии, основанной на методе вакуумирования, заключается в том, что пластичная бетонная смесь эффективно уплотняется и выравнивается виброрейкой, а затем из толщи бетона с помощью вакуумного агрегата и отсасывающего мата удаляется излишек несвязанной воды, в результате чего бетон становится жестким и достаточно прочным, так что можно сразу приступить к окончательной его отделке.

На основе передового отечественного и зарубежного опыта вакуумного бетонирования новую комплексно-механизированную технологию и бригадный нормокомплект оборудования разработал проектно-технологический институт Укроргтехстрой.

Для обобщения и распространения передового опыта по механизированному устройству бетонных полов комбинат Киевпромстрой совместно с Укроргтехстроем и при методическом руководстве ВНИИТруда в строительстве Госстроя СССР провели в сентябре 1980 г. в Киеве Всесоюзную школу передового опыта. В ее работе приняли участие представители строительных и проектных организаций минпромстроев союзных республик, главстроев, Минстроя СССР, Минтяжстроя СССР, Минсельстроя СССР.

Применяемая в Киевпромстрое технология устройства бетонных полов позволяет отказаться от шести операций из одиннадцати, выполняемых при устройстве таких конструкций по традиционной технологии. Сменная выработка рабочего возрастает при этом в три раза и составляет 40—50 м² чистого пола, экономический эффект — 1,1 р. на 1 м² готового пола, снижение трудозатрат — 2,8 чел.-дн. на 100 м² пола.

Бетонные работы проводят без расчленения на этапы в едином технологическом процессе с механизацией основных операций. Процесс можно разделить на

пять последовательно повторяющихся и взаимосвязанных отдельных операций: подготовка основания, прием и укладка бетонной смеси, уплотнение бетонной смеси и выравнивание поверхности, вакуумная обработка, окончательная отделка пола.

Все эти операции последовательно выполняет бригада рабочих, состоящая из пяти бетонщиков III—V разрядов и одного электрослесаря, который обслуживает механизмы. Бригада оснащена специальным нормокомплексом оборудования, в который входит двухбалочная виброрейка для выравнивания и уплотнения бетонной смеси; вакуумагрегат с отсасывающим матом; двухскоростная заглаживающая машина для отделки покрытия пола; защитно-распределительный пункт; емкость для промывки отсасывающего мата; шланг для подачи воды, а также набор направляющих реек, прокладок, клиньев, электрокабелей, слесарный инструмент, индивидуальные средства защиты, наборы ручного строительного инструмента.

Перед устройством полов под ними прокладывают скрытую электропроводку, с помощью гравия и щебня планируют поверхностный слой грунта и уплотняют его пневмотрамбовкой, катками, делают гидроизоляцию основания, если она предусмотрена проектом.

Подготовка основания начинается с очистки его от мусора и пыли. Затем основание смачивают водой, выносят отметки пола на стены, колонны и фундаменты под оборудование, устанавливают и выверяют направляющие рейки (из уголка или швеллера).

Бетонную смесь с осадкой конуса 8—10 см подают к месту укладки с помощью автобетононасосов, автосамосвалов, бадьями и т. п. Разравнивают бетонную смесь лопатами и гребками, а уплотняют двухбалочной виброрейкой длиной 4,25 м, состоящей из двух параллельных балок двутаврового сечения и вибратора ИВ-21. С помощью веревочных тяг виброрейку медленно передвигают по направляющим рейкам двое рабочих.

Самым ответственным процессом является вакуумная обработка бетонной смеси. Продолжительность ее (30—

35 мин при толщине пола 100 мм) определяет периодичность циклов. Выполняют эту операцию с помощью отсасывающего мата и вакуумагрегата. Первый представляет собой гибкий трехслойный ковер размером 4×5 м, нижний слой которого — фильтрующий (фильтровальная ткань), средний — объемная сетка, создающая капиллярность для потока воды (сетка лавсановая), верхний — герметизирующий (пленка на основе полиэфирной тентовой ткани). Мат с помощью быстроразъемных соединений подключают гибким шлангом к вакуумагрегату с производительностью насоса 2 м³/мин. Продолжительность вакуумирования зависит от толщины бетонного основания, пластичности смеси, ее состава и т. п.

При отсосе воды вместе с нею в толще бетона перемещаются и частицы цемента, которые задерживаются нижним, фильтрующим слоем мата и остаются в поверхностном слое бетона, придавая ему повышенную прочность по сравнению с железобетонными слоями.

В процессе вакуумирования из бетона удаляется избыточная несвязанная вода, в результате чего он становится жестким и достаточно прочным. Содержание воды в уплотненной бетонной массе понижается на 20—30%.

Лабораторными исследованиями установлено, что прочность отвакуумированного бетона превышает прочность обычного в среднем в возрасте 3, 7, 14 и 28 сут на 84, 47, 41 и 37% соответственно. Прочность бетона, соответствующая 28-суточной выдержке его в естественных условиях, достигается за 7 сут.

После вакуумной обработки бетона и снятия отсасывающего мата поверхность сразу заглаживают с помощью машины со сменными рабочими органами. Грубое заглаживание осуществляют с помощью круглого диска. Окончательную отделку пола выполняют через 3—4 ч с помощью радиально расположенных лопастей. В результате такой отделки поверхность становится ровной и гладкой.

Метод вибровacuумирования особенно эффективен при устройстве мозаичных полов. Для этого после снятия мата и фильтрующей ткани на поверхности бетона укладывается слой увлажненной мраморной крошки, которая посыпается цементом. Увлажненный слой крошки уплотняется вибротрамбовкой, после чего затирается заглаживающей машиной.

После затвердевания вся площадь при необходимости расчленяется на квадраты машиной для резания бетона и железобетона. Полученные пазы заделывают специальным цветным составом, который выполняет роль прожилков и служит

декоративной отделкой пола. Отделка поверхности мозаичного покрытия выполняется шлифовальными машинами.

Новый способ устройства бетонных полов позволяет получить качественно иной тип пола, по многим признакам отличающийся от бетонных полов, изготавливаемых по традиционной технологии. Он обладает рядом преимуществ: процесс устройства пола становится одностадийным и непрерывным (без технологического перерыва между устройством бетонной подготовки и покрытия); все трудоемкие процессы механизированы; растет производительность и снижаются

трудозатраты; значительно сокращаются сроки сдачи готовых полов под эксплуатационные нагрузки; уменьшаются расходы цемента; повышается культура производства и улучшаются условия труда; растут качественные показатели чистого пола (прочность, плотность, водонепроницаемость, морозостойкость, износоустойчивость), что позволяет применять этот метод при устройстве бетонных полов в цехах с агрессивной средой, а в отдельных случаях заменить дорогостоящие мозаичные полы и полы из керамической плитки.

На комбинате Киевпромстрой в 1979 г. выполнено 49,7 тыс. м² бетонных покрытий методом вакуумирования. При этом трудозатраты снижены на 629 чел.-дн., экономический эффект составил 64 тыс. р.

Оборудование для устройства полов новым способом выпускается предприятиями Минстроя СССР (разработчик СКБ «Строймеханизация»: г. Владимир, ул. Осипенко, 66) и Минпромстроя УССР (разработчик институт Укроргтехстрой: 252113, Киев, ул. Пархоменко, 53).

*Т. П. МОШКИНА, инж.
(ВНИПИтруда в строительстве)*

Советские по учету полной диаграммы работы бетона в расчетах конструкций

В июне 1980 г. в Ростове-на-Дону состоялась координационная конференция секции теории железобетона Совета по координации НИР в области бетона и железобетона Госстроя СССР о методах учета нисходящей ветви диаграммы «напряжение — деформация» в расчетах бетонных и железобетонных конструкций. В работе приняли участие 110 представителей от 38 организаций различных ведомств. Было заслушано 26 сообщений по теме совещания.

Исследователями МИСИ было уделено большое внимание учету неупругих свойств бетона и арматуры, включая нисходящую ветвь полной диаграммы работы железобетонных элементов при оценке их напряженно-деформированного состояния на базе обобщенных экспериментальных зависимостей. Такие зависимости были представлены в виде степенных полиномов при расчете элементов при внешних воздействиях, вызывающих выходящие из силовой плоскости перемещения.

По результатам проведенных во ВЗИСИ исследований фактора времени в расчетах железобетонных элементов было предложено учитывать нелинейную ползучесть бетона при сжатии при полной диаграмме «напряжение — деформация». Один из докладов был посвящен перераспределению напряжений между бетоном и арматурой в элементах при длительном нагружении. Во ВНИИЖелезобетоне были определены условия реализации нисходящей ветви диаграммы на основе принятой модели и анализа накопления дефектов в железобетонных элементах с учетом сцепления арматуры с бетоном, рассмотрено использование

нисходящей ветви диаграммы в двумерных задачах пластичности бетона и железобетона и при сложном напряженном состоянии. По этим сообщениям были представлены данные экспериментов, проведенных в НИИЖБ и Уралпромстройинституте.

На примере бетонных элементов кольцевого сечения при трехосном сжатии показано, что учет нисходящей ветви полной диаграммы работы бетона позволяет повысить эксплуатационную надежность элементов и несущую способность поперечного сечения элемента. Изучено влияние компонентов микроструктуры и их связи с реализацией полной диаграммы, включая тяжелые бетоны и мелкозернистые. На обширном экспериментальном материале показана необходимость учета полной диаграммы работы материала, включая нисходящую ветвь, при расчете несущей способности изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов из плотного силикатного бетона.

Подробному анализу влияния нисходящей ветви диаграммы работы бетона на прочность и деформативность изгибаемых и внецентренно-сжатых бетонных и железобетонных элементов с привлечением ЭВМ были посвящены сообщения исследователей МИСИ, Тюменского ИСИ и ВНИИЖелезобетона. Рассмотрена трещиностойкость преднапряженных стержневых железобетонных элементов при кратковременном нагружении различного рода воздействия (изгиб, сжатие и растяжение).

На основе принятых в Ростовском инженерно-строительном институте предельно и зависимостей показана возможность использования нисходящей

ветви диаграммы работы бетона на сжатие и растяжение при определении несущей способности гибких сжатых бетонных элементов. В сообщении от НИС Гидропроект и НИИЖБ было отмечено, что для простейших случаев можно получить удовлетворительные результаты, вводя лишь один параметр — полноту эпюры напряжений, отражающий свойства бетона. Предельной растяжимости бетона с учетом масштабного фактора, а также областям эффективного использования полной диаграммы работы бетона при расчете железобетонных элементов были посвящены доклады других участников совещания.

Часть сообщений была посвящена полному учету диаграммы работы элемента с нисходящей ветвью экспериментальным путем на обычных железобетонных элементах. Приведены результаты исследований НИИСК на новой установке. Подчеркивается необходимость учета жесткости испытательных прессов при испытании на сжатие железобетонных элементов.

Несколько сообщений было посвящено необходимости учета особенностей работы бетона в сжатой зоне (с учетом нисходящей ветви) в расчетах стержневых статически неопределимых систем. Так, Челябинским политехническим институтом показан опыт учета ниспадающей ветви не только в работе бетона, но и в диаграмме напряжения «сцепление — сдвиг», в расчетах статически неопределимых конструкций методом конечных элементов. Влиянию неупругих свойств бетона и арматуры на перераспределение усилий в преднапряженных неразрезных железобетонных балках были посвящены сообщения ученых НИИЖБ и Ростовского инженерно-строительного института. Приведены примеры реализации нисходящей ветви диаграммы «момент — кривизна» в экспериментах вследствие работы бетона в сжатой зоне и предложены мето-

ды оценки особенностей работы при определении несущей способности неразрезных балок.

В МИСИ, ЦНИИЭПжилища, Макеевском инженерно-строительном институте и др. рассмотрены более сложные случаи учета нисходящей ветви в диаграмме, «усилие — деформации» на примере заземленных с двух сторон балок при динамическом воздействии, железобетонных рам при горизонтальном приложении

усилий типа сейсмических, инженерных сооружений башенного типа, эксплуатируемых при отрицательных и повышенных температурах, крупнопанельных зданий при воздействиях типа сейсмических.

С заключительным словом выступили профессор Р. Л. Майлян, В. М. Бондаренко и А. А. Гвоздев.

Участники совещания единодушно отметили своевременность совещания и

констатировали целесообразность учета в исследованиях бетонных и железобетонных конструкций нисходящей ветви полной диаграммы работы бетона для практических рекомендаций. Отмечено недостаточное число экспериментальных исследований по изучению особенностей нисходящей ветви в работе бетона при различных видах воздействий.

Л. Н. ЗАЙЦЕВ, канд. техн. наук

УДК 624.073.72

Светов А. А. Ребристые плиты покрытий с экономичным смешанным армированием. — Бетон и железобетон, 1981, № 1, с. 7—9
Приведены результаты испытаний крупноразмерных ребристых плит размером 3X12 м для покрытий производственных зданий со смешанным армированием, при котором часть арматуры продольных ребер выполнена напрягаемой, а часть укладывалась без преднапряжения с различным соотношением напрягаемой и ненапрягаемой арматуры. С целью экономии металла ненапрягаемые стержни не доводили до опоры, располагая их по эпюре изгибающего момента. Ил. 3, табл. 2, список лит.: 3 назв.

УДК 69.025

Семченков А. С. Испытание сборных перекрытий, опертых по контуру. — Бетон и железобетон, 1981, № 1, с. 11—13
Изложены результаты испытаний натуральных железобетонных перекрытий и моделей из оргстекла и армоцемента, позволившие всесторонне исследовать влияние податливости опорного контура и размеров пустот в настилах на напряженно-деформированное состояние перекрытий, и разработать практические рекомендации по их конструированию и расчету. Ил. 3, список лит.: 4 назв.

УДК 691.328.022—413:666.982.24

Чиненков Ю. В., Кузьмич Т. А., Полетаев В. В. Совершенствование армирования однослойных стеновых панелей. — Бетон и железобетон, 1981, № 1, с. 15—16
Дана оценка расчетным предложениям по прочности, жесткости и трещиностойкости стеновых однослойных панелей из бетонов на пористых заполнителях, работающих на одновременное действие горизонтальных и вертикальных нагрузок. С учетом полученных результатов разработаны стеновые панели длиной 6 м со сниженным армированием для экспериментального строительства. Ил. 4, список лит.: 3 назв.

УДК 624.073

Ермуханов К. Е. О переходных формах между разрушением плит по наклонному сечению и их продавливанием. — Бетон и железобетон, 1981, № 1, с. 17—18
Приведены результаты экспериментальных исследований балочных плит постоянной ширины при изменяющихся толщине и расстоянии от опоры до груза при действии концентрированной нагрузки. Рассматриваются граничные значения ширины плит, определяющие переход от промежуточной формы разрушения к продавливанию. Ил. 3.

УДК 691.327:536.485

Шейкин А. Е., Добшиц Л. М. О связи критерия морозостойкости с реальной морозостойкостью бетонов. — Бетон и железобетон, 1981, № 1, с. 19—20
Показана возможность практического использования критерия морозостойкости $K = P_{uz} / 0,09 P_n$ для оценки реальной морозостойкости бетонов по известным значениям параметров, определяющих условно-замкнутую и интегральную пористость бетона. Статистическая обработка экспериментальных данных показывает, что существует прямая корреляционная связь между критерием морозостойкости и морозостойкостью бетонов. Ил. 1, табл. 3, список лит.: 4 назв.

УДК 693.546

Черкинский Ю. С., Тараканов В. М. Исследование структурно-механических характеристик песчано-бетонных смесей. — Бетон и железобетон, 1981, № 1, с. 20—22
Приведены результаты экспериментального исследования реологических характеристик песчано-бетонной смеси путем измерения ее предельного напряжения сдвига, относительной сдвиговой деформации и модулей сдвига в зависимости от состава. Отмечается наличие двух модулей деформации в процессе нагружения песчано-бетонной смеси, что обусловлено ее структурными особенностями. Показано, что величина предельного напряжения сдвига смеси зависит от ее истинного водо-цементного отношения. Табл. 1, ил. 2, список лит.: 3 назв.

УДК 691.327:666.973.2:669.046.58:539.4

Русин С. П., Якущенко В. Ф. Прочность мелкозернистого шлакобетона при растяжении. — Бетон и железобетон, 1981, № 1, с. 22
Предложено корреляционное уравнение прочности бетона при растяжении в зависимости от его кубиковой прочности. Отмечается, что прочность шлакобетона при растяжении выше прочности тяжелого бетона на крупном заполнителе. Сопоставлены результаты испытания бетона при осевом растяжении с испытанием кубов при раскалывании и бетонных балок при изгибе. Ил. 1.

УДК 691.328:691.147

Малыгина Л. А., Королев К. М., Рыбасов В. П. Рациональный метод приготовления сталефибробетонной смеси. — Бетон и железобетон, 1981, № 1, с. 23—24
Показано приготовление сталефибробетонных смесей в различных типах смесителей. Отмечена целесообразность использования смесителей принудительного действия роторного типа с использованием сильнодействующих пластифицирующих добавок. Ил. 1, табл. 1, список лит.: 6 назв.

УДК 691.87:693.554

Ганага П. Н. К учету работы высокопрочной арматуры за условным пределом текучести. — Бетон и железобетон, 1981, № 1, с. 24—25
Установлено, что при высоких уровнях преднапряжения необходимо отдельно учитывать эффект преднапряжения и работу арматуры за условным пределом текучести. Рекомендованы максимальные величины обжатия арматуры в зависимости от ее класса. Ил. 2, табл. 1, список лит.: 3 назв.

УДК 69.022.326

Магарит Ю. С., Рейбекель В. Н. Конвейерное производство крупноразмерных изделий. — Бетон и железобетон, 1981, № 1, с. 26—27
Рассмотрен новый способ изготовления крупноразмерных железобетонных элементов размером 3X6 и 3X12 м. Производством осуществляется на механизированном двухъярусном стане с использованием вибропривода горизонтального типа с эллиптическими колебаниями. Даны основные технологические характеристики стана. Ил. 2

УДК 666.97.033.16

Ахвердов И. Н., Лукьянов В. П., Полейко Н. Л. Гидроимпульсная виброплощадка для уплотнения бетонной смеси. — Бетон и железобетон, 1981, № 1, с. 28—29
Описана гидроимпульсная виброплощадка, указаны ее конструктивные особенности, динамические параметры, приведена технологическая эффективность применения гидроимпульсной виброплощадки для изготовления железобетонных изделий. Ил. 3, список лит.: 2 назв.

УДК 69.057.12—413:624.078

Повышение прочности платформенных стыков. В. А. Камейко, А. В. Грановский, Н. И. Левин, И. А. Алябьев. — Бетон и железобетон, 1981, № 1, с. 30—31
Изложены результаты экспериментальных исследований прочности и деформативности платформенных стыков при армировании раствора шва тонкой металлической сеткой из проволоки диаметром 1 мм и ячейкой 1X1 см. На основе сравнения с данными исследованных платформенных стыков, выполненных другими авторами, показана эффективность применения в растворе шва опорного узла такой сетки. Полученные данные позволили разработать предложения по повышению несущей способности платформенных стыков крупнопанельных зданий для практического применения в строительстве. Ил. 1, табл. 2.

УДК 691.81:620.179.16

Фридман А. М., Павлов В. П., Гурова Г. Г. Экономическая эффективность ультразвукового контроля качества сварки закладных деталей. — Бетон и железобетон, 1981, № 1, с. 31—32
Приведены основные технико-экономические показатели от замены механических испытаний на растяжение по ГОСТ 10922—75 на неразрушающий ультразвуковой контроль по ГОСТ 23858—79 при проверке качества соединений закладных деталей, выполненных сваркой втавр под слоем флюса. Ил. 2.

УДК 693.546

Афанасьев А. А. Эффективность импульсных режимов уплотнения смесей на пористых заполнителях. — Бетон и железобетон, 1981, № 1, с. 33—34
Приведены результаты исследований эффективности импульсных режимов уплотнения бетонных смесей на пористых заполнителях. Отмечено, что частота пульсации до 20 Гц с амплитудой до 5 мм обеспечивает однородное уплотнение малоподвижных смесей в изделиях высотой до 1,2 м. Ил. 2, список лит.: 5 назв.

УДК 624.072.2/3

Кукуша Л. Л., Жуков В. Г. Расчет прочности изгибаемых элементов по наклонным сечениям. — Бетон и железобетон, 1981, № 1, с. 37—38
Рассмотрен вопрос о физической модели разрушения изгибаемых элементов по наклонным сечениям, с позиций которой можно объяснить явления, наблюдавшиеся в опытах различных исследований, которые не могут быть оценены с позиций применяющихся в настоящее время в расчетах моделей разрушения. Получены формулы, позволяющие определять минимально необходимое количество поперечной арматуры исходя из равнопрочности нормальных и наклонных сечений. Ил. 2.

УДК 624.155

Новожилов Г. Ф. Обеспечение бездефектного погружения свай. — Бетон и железобетон, 1981, № 1, с. 38—39
Показано, что причиной разрушения голов железобетонных свай является не величина напряжения от единичного удара, а явления, возникающие в бетоне от многократного приложения динамической нагрузки. Для некоторых конструкций свай получены уравнения, позволяющие определить предельно допустимое количество ударов молота. Приводятся методика определения необходимого числа ударов молота для погружения свай на проектные отметки. Представляется возможным расчетным путем выбрать молоты, обеспечивающие бездефектное погружение свай в конкретных условиях. Ил. 1, список лит.: 5 назв.

CONTENTS

Mikhailov K. V. Technical progress trends in the area of reinforced concrete in the XI Five-Year Plan
Svetov A. A. Edged slabs for roofings with economical mixed reinforcement
Kornev N. A., Ivanov I. A., Rosenblum A. Ya. Two sloping surface roofing slabs for a ceramsite concrete span
Semchenkov A. S. Testing of precast roofings supported around the contour
Usov G. N. Cantilever supporting wall-shells
Chinenkov Yu. V., Kuzmich T. A., Poletaev V. V. Improved reinforcement of one-layer wall panels
Yermuchanov K. E. Transition forms between shear failure of slabs and their punching shear
Sheikin A. E., Dobshitz L. M. Relation between frost resistance criterion and actual concrete frost resistance
Cherkinsky Yu. S., Tarakanov V. M. Study of structural and mechanical characteristics of sand concrete mixes
Malinina L. A., Korolev K. M., Rybasov V. P. Rational method of steel fibrous concrete mix preparation
Ganaga P. N. Behaviour calculation of high strength reinforcement beyond proof stress
Magarit Yu. S., Reibekel V. N. Conveyor production of large size products
Achverdov I. N., Lukjanov V. P., Polejko N. L. Hydroimpulse platform vibrator for compacting of concrete mix
Afanasyev A. A. Efficiency of impulse regime compacting of porous aggregate mixes
Baranova T. I., Kuzin A. V., Rosenblum A. Ya., Zalesov A. S. Improved reinforcement of column cantilevers in buildings with bridge cranes
Kuksha L. L., Zhukov V. G. Strength analysis of flexural members for shear
Novozhilov G. V. Ensuring of pile sinking without defects
Krylov S. M., Guscha Yu. P., Abakanov M. S. Strength of redundancy beams reinforced with steels without yield point

CONTENU

Mikhailov K. V. Les directions du progrès technique dans le domaine du béton armé pendant le 11^{ème} quinquennat
Svetov A. A. Les dalles nervurées des recouvrements avec des renforcements économiques mixtes
Kornev N. A., Ivanov I. A., Rosenblum A. Ja. Les dalles à deux pentes des recouvrements sur la portée en béton de ceramsite
Semchenkov A. S. Les essais des plancher. préfabriques appuyés le long de contour
Oussov G. N. Les murs—enveloppes—console d'appui
Tchinenkov Y. V., Kouzmitch T. A., Poletaev V. V. Le perfectionnement de renforcement des panneaux muraux à une couche
Ermoukhanov K. E. Les formes transitives entre la rupture des sections obliques des dalles et leur extrusion
Chejkine A. E., Dobchits L. M. La liaison entre le critère de la résistance au gel et la réelle résistance au gel du béton
Tcherkinsky V. S., Tarakanov V. M. Les essais des caractéristiques structuro-mécaniques des mélanges de sables—bétons
Malinina L. A., Korolev K. M., Pylasov V. P. La méthode rationnelle de la préparation de mélange d'acier—fibro—béton
Ganaga P. N. La prise en consideration de service des armatures à haute résistance au—delà la limite conventionnelle d'écoulement
Magarite Y. S., Rejbekel V. N. La production à la chaîne des produits à grandes dimensions
Akhverdov I. N., Loukjanov V. P., Polejko N. L. La plate—forme de hydro—impulsions pour la compaction du béton frais
Afanassjev A. A. L'efficacité des régimes des impulsions utilisés pour la compaction des mélanges sur les agrégats poreux
Baranova T. I., Kouzine A. V., Rosenblume A. Ja., Zalesov A. S. Le perfectionnement de renforcement des consoles pour les colonnes des bâtiments avec des ponts roulants
Koukcha L. L., Zhoukov V. G. Le calcul de la résistance des sections obliques des éléments sollicités en flexion
Novogilov G. Ph. L'assurance de fonçage, exempt de défaut, des pieux

INHALT

Michailow K. W. Richtungen des technischen Fortschrittes auf dem Gebiet des Stahlbetons im elften Jahrfünft
Swetow A. A. Rippendachplatten mit sparsamem kombinierten Bewehren
Kornev N. A., Iwanow I. A., Rosenblum A. Ja. Satteldachplatten für Stützweite aus Keramsitbeton
Semtschenkow A. S. Prüfung der vorgefertigten allseitig aufgelagerten Decken
Ussow G. N. Auskragende Stützschalenswände
Tschinenkow Ju. W., Kusjmitsch T. A., Poletajew W. W. Vervollkommnung des Bewehrens von einschichtigen Wandplatten
Jermuchanow K. E. Übergangsformen zwischen dem Bruch der Platten entlang den geneigten Querschnitt und ihren Durchdrücken
Schejkin A. E., Dobschiz L. M. Verbindung des Frostbeständigkeitskriteriums mit realer Frostbeständigkeit der Betone
Tscherkinski Ju. S., Tarakanow W. M. Untersuchung des strukturell—mechanischen Charakteristiken von Sand—Beton—Gemischen
Malinina L. A., Koroljow K. M., Rybasow W. P. Rationelle Zubereitungsmethode des Stahlfiberbetonsemisches
Ganaga P. N. Berechnung des Verhaltens der hochfesten Bewehrung ausserhalb der definierten Streckgrenze
Magarit Ju. S., Reibeckel W. N. Fliesbandfertigung von grossflächigen Erzeugnissen
Achwerdow I. N., Lukjanow W. P., Polejko N. L. Hydroimpulsrütteltisch für Verdichtung des Betongemisches
Afanassjew A. A. Wirksamkeit der Impulsverdichtungsverfahren von Gemischen unter Verwendung von porösen Zuschlagstoffen
Baranova T. I., Kusin A. W., Rosenblum A. Ja., Salessow A. S. Vervollkommnung des Bewehrens von Säulenkonsolen für Gebäude mit Brückenkränen
Kuckscha L. L., Shukow W. G. Festigkeitsberechnung der geneigten Querschnitte für auf Biegung beanspruchte Bauelemente
Nowoschilow G. F. Gewährleistung des defektlosen Niederbringens von Pfählen
Krylow S. M., Gusitscha Ju. P., Abakanow M. S. Festigkeit der statisch unbestimmten mit Stahlarten ohne Streckfläche bewehrten Balken

Редакционная коллегия: И. Н. Ахвердов, Ю. М. Баженов, В. Н. Байков, А. И. Буракас, Ю. В. Волконский, А. А. Гвоздев, А. М. Горшков, Г. С. Иванов, В. Т. Ильин, Н. М. Колоколов, М. Г. Костюковский, А. А. Лейрих, В. В. Михайлов, К. В. Михайлов (главный редактор), А. П. Морозов, В. М. Москвин, Д. А. Паныковский, В. С. Подлесных, С. И. Сименко, Д. М. Чудновский, А. В. Шерстнев, А. А. Шлыков (зам. главного редактора)

Технический редактор Сангурова Е. Л.

Корректор Стигнеева О. В.

Сдано в набор 13.11.80
 Формат 60×90¹/₁₆
 Заказ 612

Подписано в печать 16.12.80
 Печать высокая
 Усл. печ. л. 6,0

Уч.-изд. л. 8,03

T-19592
 Тираж 17815

Адрес редакции:
 101442, ГСП, Москва, К-6, Каляевская, 23а
 Тел. 258-18-54, 258-24-76

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

Авторские свидетельства

№ 8*

№ 718260. Ю. И. Белин, В. Г. Ботенков, В. Д. Новиков и др. Проектно-технологический трест Элеватор-оргстрой. Устройство для формования изделий из бетонных смесей.

№ 718261. К. М. Рагульскис и Р. Б. Рузгус. Виброплощадка.

№ 718262. Ю. Л. Тимофеев. Центральный проектно-технологический ин-т строительного производства Оргтяжстрой. Глубинный виброуплотнитель.

№ 718263. И. И. Бергер, Ф. В. Бонштедт, А. А. Исупов и др. Всесоюзный государственный проектный ин-т по строительному машиностроению для сборного железобетона. Виброплощадка для уплотнения бетонной смеси в форме.

№ 718264. А. А. Лях, В. И. Горшков, А. А. Лях и Р. А. Цесис. КИСИ. Способ формования железобетонных изделий.

№ 718265. О. М. Лунин, Б. А. Федотов, Н. В. Зуб и др. Республиканский проектно-технологический трест Росоргстрой. Машина для изготовления железобетонных изделий.

№ 718266. О. М. Лунин, Н. В. Зуб, Б. А. Федотов и др. Республиканский проектно-технологический трест Росоргстрой. Машина для изготовления железобетонных изделий.

№ 718267. Э. А. Курнос и Г. Я. Курнос. Рижский политехнический ин-т. Способ изготовления ячеистых бетонов.

№ 718268. Ю. И. Ермилов и Л. Г. Курбатов. ЛенЗНИИЭП. Способ изготовления армированных бетонных изделий.

№ 718270. А. А. Якушев, В. А. Болтинский, Н. А. Минин и В. Я. Скубыра. КБ по железобетону Госстроя РСФСР. Способ поточного изготовления строительных изделий.

№ 718273. Р. Ш. Кулиев, И. М. Б. Юсуфов, А. А. Ашрафов и др. Ин-т нефтехимических процессов им. акад. Ю. Г. Мамадалиева. Смазка для форм.

№ 718274. А. П. Котов. Трест Сургуттрубопроводстрой. Устройство для обетонирования преимущественно металлических труб большого диаметра.

№ 718278. Ю. А. Поволоцкий и Б. М. Рябых. Центробежный смеситель непрерывного действия.

№ 718401. И. А. Ощенко и Э. И. Эльберт. Кузбасский политехнический ин-т. Бетонная смесь.

№ 718402. П. И. Павелько, И. С. Овалаяева, А. П. Крымов и др. Бетонная смесь.

№ 718405. В. А. Квятковский, М. Кодолов, А. Б. Шлямович и др. Ин-т горного дела им. А. А. Скородского. Бетонная смесь для закладки разработанного пространства.

№ 718406. И. М. Грушко, А. Ф. Михайлов и Л. А. Белова. ХАДИ и ИИКС. Способ приготовления строительного раствора и бетона.

№ 718407. Ю. А. Иванов, А. О. Тепляшин и Н. П. Харитонов. Бетонная смесь и способ ее приготовления.

№ 718408. В. П. Можаяв, И. Я. Лейченко, Ю. П. Горлов и др. ПТО Росорттехстром и МИСИ. Бетонная смесь для отделочных работ.

№ 718409. Н. И. Федькин. Новокузнецкое отделение Уралнинстройпроект. Способ приготовления поризованной легкобетонной смеси.

№ 718433. А. Д. Козлов, Б. А. Крылов, В. Д. Пятков и В. Г. Полежаин. НИИЖБ и ЭКБ Минтяжстроя СССР. Установка непрерывного действия для электропрогрева бетонных и других смесей.

№ 718435. С. М. Медин, Ю. И. Драичик, Е. Н. Леонтьев и М. А. Морев. ВНИИСМ им. П. П. Будникова. Способ тепловлажностной обработки изделий из плотного силикатного бетона.

№ 718528. В. Ф. Илюшин и В. М. Насберг. Среднеазиатское отделение Гидропроект им. С. Я. Жука. Способ возведения отделки подземных сооружений.

№ 718545. С. И. Синицкий, Д. Д. Соколин, А. Л. Михлин и др. Мосводоканалниипроект и НИИОСП. Способ возведения сборной железобетонной стены в грунте.

№ 718546. М. И. Смородинов, Ю. К. Ткачев и Б. С. Федоров. НИИОСП. Способ возведения стены в грунте.

№ 718566. И. С. Прус. Днепрогипрошахт. Способ крепления закладной детали для монтажа железобетонной колонны.

№ 718570. О. И. Хрущев. Сборная кровля.

№ 718572. А. А. Демьянова. Панель покрытия.

№ 718575. А. П. Васильев и Н. И. Катин. НИИЖБ. Сталежелезобетонная балка.

№ 718578. М. И. Токарь, В. С. Царев, К. И. Коренев и др. НИИ-Мосстрой. Способ изготовления железобетонных конструкций с облицовкой.

№ 718581. Б. Н. Фролов. Способ возведения дымовой трубы.

№ 718583. С. И. Король, А. Ф. Хрепов, В. Л. Мальцев и др. Красноярскгэсстрой. Консольная опалубка.

№ 718584. И. Ф. Евсеев, М. Б. Поспелов и В. А. Шилов. Оргэнергострой. Опалубка для бетонирования балок.

№ 718585. В. Н. Шихов, О. М. Розенталь, Н. В. Еремнина и Е. И. Федингин. Способ активации цементных растворов и бетона.

№ 718586. Г. В. Выжигин, А. А. Волков и А. А. Кулагин. ЦНИИ-Промзданий. Способ монтажа перекрытий многоэтажного здания.

№ 9

№ 719872. И. Ф. Руденко, В. Н. Кузин, С. А. Селиванова и др. НИИЖБ. Устройство для изготовления плоских изделий из формуемой смеси.

№ 719873. Я. Е. Савченко. ОКБ Гидропроект им. С. Я. Жука. Круговая виброплощадка.

№ 719874. А. И. Батулов, В. В. Карпов, М. Н. Лебедев и др. ЛИСИ. Устройство для уплотнения бетонной смеси в формах.

№ 719876. А. А. Гольдин и О. Ф. Соловьев. ЭКБ Минтяжстроя СССР. Резонансная виброплощадка.

№ 719877. А. А. Православнов, Л. Н. Чумадов и А. Б. Цветков. ЛИСИ. Форма для изготовления изделий из ячеистого бетона.

№ 719878. Е. Л. Барышев, Д. А. Гиллер, А. В. Кирсанов и др. СКТБ Главмоспромстройматериалов. Установа для формования объемных элементов из бетонных смесей.

№ 719881. И. С. Вайншток, А. Э. Гордон, Л. И. Никулин и др. ВНПО Союзжелезобетон. Устройство для автоматического контроля и управления дозированием компонентов легкобетонных смесей.

№ 719980. Э. А. Меметов, Л. Д. Журбас, Т. Р. Хасанов и И. И. Климашкин. Главное управление строительной индустрии. Бетонная смесь.

№ 719981. К. В. Гладких, Б. Н. Виноградов, В. И. Семенникова и Н. Б. Иметинов. МИСИ. Бетонная смесь.

№ 719982. П. А. Ройзман, К. К. Куатбаев, Л. А. Кричевский и др. Химико-металлургический ин-т АН КазССР и Темиртауский комбинат Промстройиндустрия. Ячеистобетонная смесь.

№ 719986. И. Е. Путляев, В. В. Патуров, И. Б. Уварова и В. А. Татаренкова. НИИЖБ. Полимербетонная смесь.

№ 720116. К. М. Матвеев, В. И. Королев и М. П. Сидоренко. Промстройпроект. Покрытие здания.

№ 720118. К. М. Матвеев, В. И. Королев и М. П. Сидоренко. Промстройпроект. Железобетонная ферма.

№ 10

№ 721330. Л. Г. Гольденберг, Е. В. Дюжаков, В. С. Кабанов и др. Воронежский инженерно-строительный ин-т. Вибрационное устройство для уплотнения бетонной смеси.

№ 721379. А. И. Плагин, Н. И. Бурангулов, А. М. Боков и др. Ленинградский гидрометеорологический ин-т. Способ изготовления бетонных изделий с отделочным слоем.

№ 721380. А. М. Мельник, О. П. Мchedлов-Петросян, П. А. Мельниченко и В. И. Валявский. ХИИТ. Способ тепловлажностной обработки бетонных изделий.

№ 11

№ 722770. А. А. Чече. ИСиА Госстроя БССР. Установка для формования тел вращения из бетонных смесей.

№ 722869. О. В. Кунцевич, О. С. Попова, И. И. Петренас и В. С. Медынская. ЛИИЖТ. Комплексная добавка для цементно-бетонной смеси.

№ 722870. Ю. Г. Дудеров, Т. А. Данилова и И. Г. Дудеров. ЦНИИСК. Способ изготовления легкого огнеупорного бетона.

* См.: Открытия, изобретения, промышленные образцы, товарные знаки, 1980.

По страницам зарубежных журналов

Cambbell T. I., Batchelor B., Chitnuyanondh L. Расчетная оценка прочности преднапряженных балок двутаврового сечения на действие поперечных сил. — J. Prestressed Concrete Inst., 1979, vol. 24, № 5, p. 70—88, ill. Проведенные в США экспериментально-теоретические исследования прочности наклонных сечений балок анализируются методом условной раскосной фермы с переменным углом наклона, по которому усилие, действующее в пределах пролета среза, воспринимаются элементами гипотетической фермы. За предельное состояние конструкции в зоне действия поперечных сил принимают одновременное раздробление бетона стенки и достижение поперечной арматурой предела текучести. Проведены испытания трех серий преднапряженных балок: без каналов в стенке, с незащелачиванным и заангидрированным каналом в стенке. Результаты испытаний хорошо согласуются с вычисленными значениями угла наклона косых трещин и прочности балок на поперечную силу.

Mattock A. H., Chan T. C. Напряженное состояние в опорных зонах балок с подрезкой. — J. Prestressed Concrete Inst., 1979, vol. 24, № 6, p. 28—45, ill., tab.

Методика и результаты проведенного в США исследования в опорных зонах железобетонных балок с прямоугольной подрезкой при действии вертикальной и горизонтальной нагрузок. Цель исследования — получение данных для усовершенствования нормативных методов расчета конструкций этого типа. Испытано восемь балок (без преднапряжения) прямоугольного сечения размером 127××610 мм, пролетом 3,05 м. Глубина подрезки на опоре — 203 мм, высота опорной части — 305 мм. Образцы отличались количеством поперечной и продольной арматуры, установленной для восприятия местных усилий на опорах, а также прочностью бетона к моменту испытаний.

Vafai A., Farshad M. Исследование напряженного состояния оболочек заводского изготовления. — Building a. Environment, 1979, vol. 14, № 3, p. 209—216, ill., tab. — Bibliogr.: 4 ref.

Результаты исследования работы железобетонных оболочек двойной кривизны, бетонируемых в формах с поддонами из провисающей ткани. Определение деформаций на поверхности оболочки при различных уровнях равномерно распределенной и сосредоточенной нагрузки на образцах квадратных в плане панелей-оболочек размером 90×90×3 см со стрелой подъема 7 см, а также анализ напряженно-деформированного состояния методом конечных элементов. Сопоставление опытных и расчетных данных показало довольно близкое их совпадение в центральной части панели, ухудшающееся по мере приближения к краям. Рекомендации по рациональному армированию оболочек рассматриваемого типа.

Дуков Е. Экономичное проектирование преднапряженных железобетонных мостовых балок. — Строительство, 1980, № 2, с. 8—10, ил., табл. — Библиогр.: 6 назв.

Исследуются мостовые балки произвольного поперечного сечения из преднапряженного железобетона. Для оптимизации используется стоимостная целевая функция, охватывающая стоимость бетона, опалубки, ненапряженной и напряженной арматуры. Отражены условия трещиностойкости, форма поперечного сечения и возможное размещение арматуры. Методика расчета и составленная по ней программа на языке ФОРТРАН для ЭВМ ЕС 1033.

Weber J. W. Зависимости для расчета прочности и модуля деформаций бетона. — Betonwerk+Fertigteil — Technik, 1979, № 12, S. 753—756.

Предлагаются эмпирические соотношения для вычисления нарастания прочности нормально твердеющего бетона в возрасте 28 сут в зависимости от V/C , косвенно учитывающие (через определенные статистические зависимости) влияние способа перемешивания бетона во времени в зависимости от прочности в возрасте 28 сут, срока твердения и других параметров. Построены кривые изменения прочности бетона в возрасте до 10 000 сут, имеющие экспоненциальный характер. Предложены соотношения, позволяющие вычислить модуль деформаций бетона в зависимости от его возраста, построены номограммы для получения отдельных параметров, входящих в разрешающие уравнения.

Rai K. Прочность бетона в зависимости от температуры при пропаривании. — Magyar Építőipar, 1979, № 11, old. 667—670, ill.

При пропаривании изделий температура в пропарочной камере и температура обрабатываемого бетона изменяются в широких пределах. Средняя температура бетона изменялась в соответствии с температурой в камере с запаздыванием на 4—5 ч. Бетон на поверхности высыхает, создаются температурные напряжения, конечная прочность его уменьшается по сравнению с бетоном нормального твердения. Рекомендуется подвергать тепловой обработке заранее подогретую бетонную смесь, уложенную в шагретую форму, что позволяет исключить стадию выдерживания и сократить время подогрева; температура бетона и пропарочной камеры совпадает. Экзотермия цемента используется для поддержания температуры бетона; извне подводится незначительное количество тепла.

Vazant Z. P. Получить цементного камня при высокой температуре. — Matériaux a. Constructions, 1979, vol. 12, p. 447—455, ill. — Bibliogr.: 18 ref. Результаты исследования ползучести изолированного и неизолированного цементного камня, находившегося под давлением в воде и на воздухе при температуре от 100 до 300° в течение 24 ч. Исследования выполнены на образцах-цилиндрах из портландцемента

диаметром 14,5 мм и высотой 59,5 мм при $V/C=0,45$. Небольшие размеры образцов гарантировали достижение равномерной температуры и влажности образцов менее чем за 3 мин. Методика изолирования опытных образцов, установка для испытаний при трехосном сжатии, методы контроля температуры и нагрузки, измерения деформаций и проведения испытаний.

Николов И., Димитров Ч., Цветкова А. Оптимизация состава полимербетона. — Строительство, 1980, № 2, с. 24—26, ил., табл.—Библиогр.: 2 назв.

На основе математической теории эксперимента оптимизирован состав эпоксидного полимербетона. Построены изолинии для определения наиболее экономичных составов при заданных прочностях на сжатие и изгиб. Применена методика получения компромиссных решений при заданных исходных параметрах. Иллюстрируется рациональный способ интерпретации результатов исследований с минимальным числом опытных точек.

Englekirk R. E. Расчет и проектирование сейсмостойких каркасов многоэтажных зданий. — J. Prestressed Concrete Inst., 1979, vol. 24, № 6, p. 46—65, ill.—Bibliogr.: 6 ref.

Методика практического расчета многоэтажного железобетонного каркаса на примере 15-этажного прямоугольного в плане общественного здания, конструктивная схема которого представляет собой сочетание стен-диафрагм и рам, частично работающих в предельном состоянии. За расчетную сейсмическую нагрузку принята система неравномерно распределенных по высоте здания горизонтальных сил. Для детального анализа выбран фрагмент рамы, включающий два пролета на уровне 3-го и 4-го этажа. В основу расчета каркаса положены два критерия: несущая способность при действии эквивалентной боковой статической нагрузки и обеспечение пластической работы конструкции при нагрузках, превышающих расчетные. Детальные схемы армирования элементов и узлов каркаса.

Сборные рамные конструкции нижних этажей крупнопанельных зданий. — Bauzeitung, 1980, № 2, S. 72—75, ill., Taf.—Bibliogr.: 2 Ref.

Объемно-планировочные и конструктивные принципы проектирования нижних этажей многоэтажных крупнопанельных зданий системы WBS 70. В качестве основных несущих конструкций первых этажей приняты П-образные рамы пролетом 6 м и высотой 3 м. Сечение стоек и ригелей рам прямоугольное (24××58 см). Рамы можно размещать в различных комбинациях для помещений разных размеров и формы. Аналогичные рамы высотой 2,55 м используют для конструкций подвального этажа. Рамы изготавливают из бетона марки М300. Особенности монтажа конструкций нижних этажей крупнопанельных зданий.