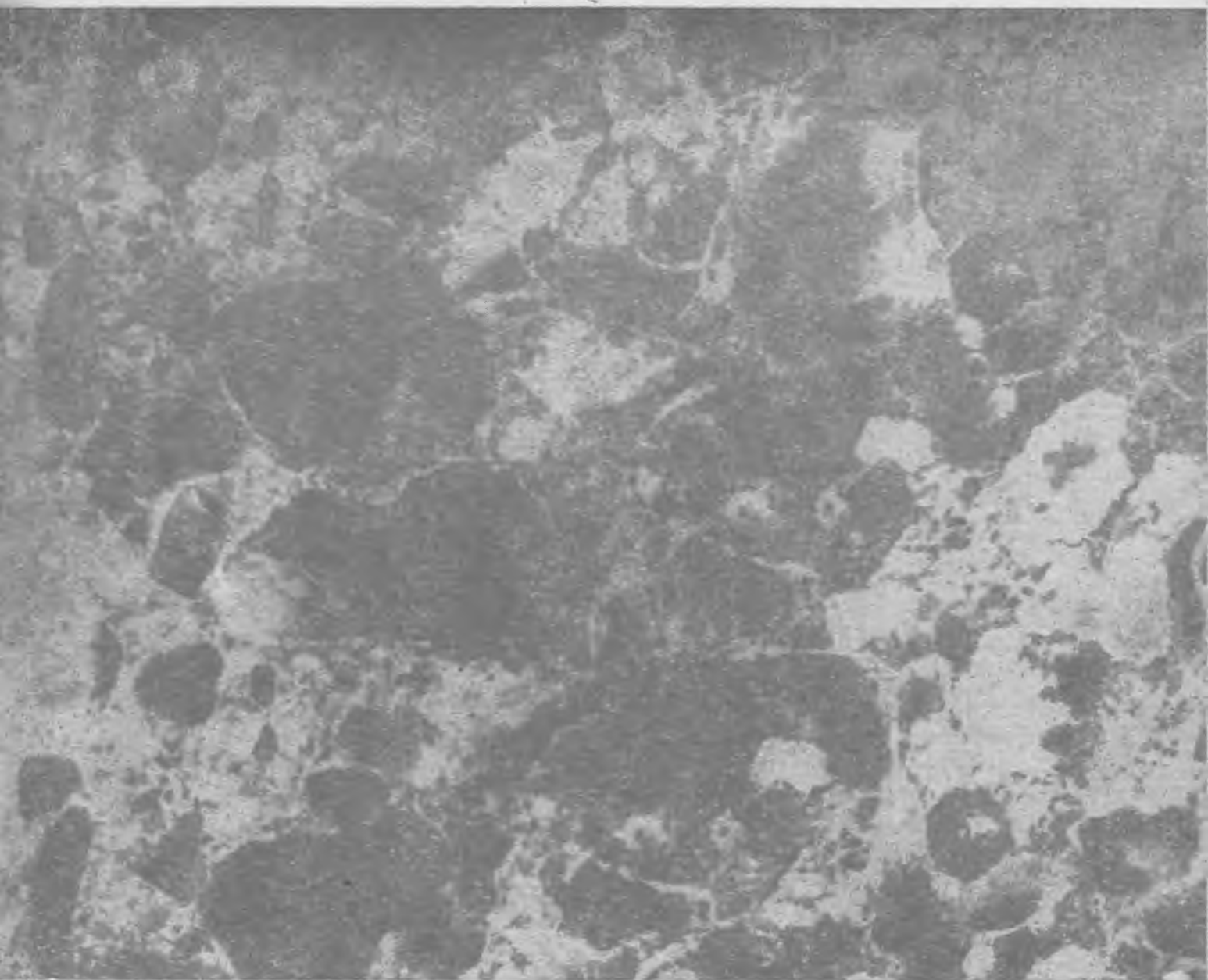


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

9

1985





Вологодская областная универсальная научная библиотека
Железобетонная телевизионная башня в Вильюсе
www.booksite.ru

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

ОРГАН ГОСУДАРСТВЕННОГО КОМИТЕТА СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

ИЗДАЕТСЯ с апреля 1955 г.

Содержание

Навстречу XXVII съезду КПСС

На предсъездовской вахте	2
Хайдуков Г. К. Шире применять тонкостенные пространственные конструкции	3
Жуковский Э. З., Шевченко О. В. Составные железобетонные оболочки	6
Михайлов О. В., Белостоцкий А. М., Анютин М. А., Ляпин О. Б., Чанов Б. М. Расчетно-экспериментальное обоснование конструкции резервуара давления с листовой арматурой	9
Гордон Л. А., Жунусов Т. Ж., Ицков И. Е., Корчинская О. А. Напряженное состояние башенных градирен при реальном опирании	11
Волков И. В., Беляева В. А., Курбатов Л. Г., Адамов А. Л. Исследования тонкостенных пространственных конструкций из фибробетона	12
Либерман А. Д., Стаковиченко Е. И., Янкевич М. А. Пространственные покрытия в промышленном строительстве СССР	15
Людковский А. М. Натурные испытания оболочек покрытий	17
Мацелинский Р. Н., Спаннут Л. С., Рухлин Ф. Г. Совместная работа панелей-оболочек КЖС и балок подвесных крановых путей	19
Тетиор А. Н., Рубель А. А., Редькин В. И. Проектирование и применение фундаментов и подпорных стен в форме оболочек	22
Цатурян И. Г., Азизян Г. С., Жуковский Э. З., Чаруйский Ю. А., Шабля В. Ф. Составная железобетонная оболочка спортивно-концертного зала в Ереване	24
Шугаев В. В., Краковский М. Б. Вероятностная оценка несущей способности пространственных конструкций с использованием моделирования	27
Рогатин Ю. А., Нефедова Л. А. Экономическая эффективность пространственных покрытий	29

Библиография

Шапиро Г. А. Книга о конструкциях каркасных зданий из легких бетонов	30
--	----

9

[366]
сентябрь 1985



ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ
ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ
МОСКВА

© Стройиздат, 1985

НА ПРЕДСЪЕЗДОВСКОЙ ВАХТЕ

Московские строители, как и все советские люди, напряженно трудятся в завершающем году одиннадцатой пятилетки, стремятся новыми достижениями ознаменовать год подготовки к XXVII съезду КПСС. По-ударному работают на предсъездовской вахте коллективы заводов ДСК-1 Главмостроя. Для выполнения и перевыполнения высоких социалистических обязательств заводчане стремятся перевыполнять дневные нормы и плановые задания каждой недели, добиваются постоянного роста производительности труда и объемов производства.

Для успешной реализации всех принятых обязательств на заводах комбината проведены организационно-технические мероприятия, направленные на экономию материальных и топливно-энергетических ресурсов, обеспечение высокого качества железобетонных конструкций и изделий, поставляемых на строительные площадки. Совместно со специалистами НИИЖБ, МНИИТЭП и других организаций значительно улучшены качественные характеристики домов прогрессивной серии П-44/17, снижена себестоимость их строительства.

Успехам в работе заводских коллективов ДСК-1 способствует действующая комплексная система управления качеством строительства. Основная цель ее — четкая регламентация обязанностей и взаимоотношений всех подразделений, участвующих в строительстве объекта. Благодаря этому на комбинате добились своевременной комплектации строительных площадок высококачественными изделиями, укрепились технологическая и трудовая дисциплина. Действующая система управления включает целый комплекс стандартов по организации строительства и строительного производства, порядку материально-технического обеспечения, внедрению новой техники и прогрессивных технологических процессов на заводах, организации социалистического соревнования и др.

С начала 1985 г. на заводах комбината внедрены мероприятия, направленные на создание фонда сверхплановой экономии цемента и металла. Так, 381 т цемента намечено сэкономить за счет образцового содержания формовочного оборудования и изготовления изделий с минимальными допусками, 1,5 тыс. т — за счет широкого применения пластифицирующих добавок, 60 т — за счет внедрения рационализаторских предложений. Благодаря применению металлопроката современных профилей, утилизации отходов производства арматуры, совершенствованию армирования конструкций намечено сэкономить более 300 т металла.

Хорошевский завод ЖБИ ДСК-1 специализируется на изготовлении гипсобетонных санитарно-технических кабин, вентиляционных блоков, блоков инженерных коммуникаций, закладных деталей и связей. Следует отметить, что годовой план 1984 г. по всем технико-экономическим показателям коллектив завода выполнил почти на месяц раньше срока. Это позволило заводчанам принять в год подготовки к XXVII съезду КПСС повышенные социалистические обязательства. Ими, в частности, предусмотрено отправить на строительные площадки дополнительное производство на сумму более 900 тыс. р.

В настоящее время на Хорошевском заводе широко распространена бригадная форма организации и оплаты труда. Здесь создано более 18 комплексных бригад, все цехи переведены на цеховой бригадный подряд, ведется большая работа по совершенствованию организации труда и производства. Так, в арматурном цехе завода модернизированы широкосеточные машины, которые оснащены автоматическими фронтальными питателями для подачи поперечных стержней. Вместо механических линий созданы две автоматические высокой производительности. Машинисты широкосеточных машин обслуживают также и правильно-отрезной автомат для изготовления поперечных стержней. Изготовлены и широко внедрены полуавтоматические гибочные станки, которые позволили повысить производительность труда в цехе на 10%.

Успешно справляются с высокими социалистическими обязательствами комплексные бригады, возглавляемые В. Н. Кисловым, В. А. Сорокиным, А. Я. Десятовым, В. М. Мацневым, В. Н. Шамаковым и др.

Одним из лидеров социалистического соревнования среди

подразделений комбината является Краснопресненский завод ЖБК. Этот завод выпускает железобетонные панели наружных стен и кровли. С начала 1985 г. здесь налажено производство утепленных трехслойных наружных панелей на гибких связях. Заводчане обязались в год подготовки к XXVII съезду КПСС выпустить дополнительно товарной продукции на сумму 200 тыс. р., обеспечить сверхплановый рост производительности труда и снижение себестоимости продукции. Поддержав инициативу передовых предприятий столицы о развитии социалистического соревнования за рациональное использование всех видов ресурсов, краснопресненцы обязались сэкономить более 1 тыс. т цемента, 188 т металла и 415 тыс. кВт·ч электроэнергии. Намечено внедрить в производство 105 рационализаторских предложений с экономическим эффектом на сумму 80 тыс. р.

Напряженную производственную программу предстоит выполнить в этом году коллективу Ростокинского завода ЖБК. Сверх годового плана ростовичи обязались выпустить 2 тыс. м³ железобетонных изделий, произвести дополнительно товарной продукции на сумму 100 тыс. р. Для строительства жилья в Нижневартовске, Тынде, Иванове и в Ярославле заводчане изготовят более 130 тыс. м² железобетонных изделий. Намечено внедрить в производство 90 рационализаторских предложений с общим экономическим эффектом на сумму 106 тыс. р.

Важным слагаемым эффективности работы строительных подразделений ДСК-2 Главмостроя является размах социалистического соревнования. По его результатам коллектив комбината добился определенных успехов. Так, досрочно выполнено плановое задание 1984 г. Этому способствовала успешная работа тружеников Очаковского завода ЖБК. В завершающем году одиннадцатой пятилетки заводчане обязались выпустить досрочно более 250 тыс. м³ железобетонных конструкций и изделий высокого качества. При этом намечено значительно увеличить выпуск изделий для домов прогрессивной конструктивно-технологической системы КОПЭ. Характерными особенностями социалистического соревнования в год подготовки к XXVII съезду КПСС являются более тщательная, экономически обоснованная разработка обязательств встречных и личных планов, усиление внимания к моральному и материальному поощрению соревнующихся. Так, внутри заводских участков, цехов и бригад действует соревнование по числу и качеству изготовленных конструкций. Передовые бригады завода работают под девизами «Высокому качеству строительства — рабочую гарантию!», «Честь и слава — по труду», «Одиннадцатой пятилетке — стабильный состав коллективов, наивысшую производительность труда и дисциплину!».

Большую работу по экономии всех видов ресурсов на заводе проводят народные контролеры. Активистами народного контроля являются бригадир формовщиков В. В. Моисеев, электросварщик арматурного цеха Н. В. Бобков, наладчик электрооборудования формовочного цеха № 2 А. Г. Тарасов и др. Повышению производительности труда заводчан служат проводимые систематические проверки рабочего дня с целью выявления причин потерь рабочего времени из-за несвоевременной подачи материалов в цехи, перегрузки складов готовой продукции и др.

На заводе более 1,2 тыс. ударников коммунистического труда. Все они приняли повышенные индивидуальные обязательства по достойной встрече XXVII съезда КПСС. Ко дню открытия партийного форума труженики комбината обязались дополнительно выпустить продукции и осуществить строительно-монтажных работ на сумму более 50 тыс. р. Заводские коллективы обязались в 1985 г. выпустить продукции сверх плана на сумму 95 тыс. р., на 10% сократить непроизводительные потери труда и за счет этого обеспечить значительное снижение себестоимости выпускаемой продукции.

Включившись в соревнование за достойную встречу XXVII съезда КПСС, строительные и заводские коллективы московских ДСК прикладывают большие усилия для успешного выполнения социалистических обязательств на 1985 г.

Г. К. ХАЙДУКОВ, д-р техн. наук, проф.
(НИИЖБ)

Шире применять тонкостенные пространственные конструкции

В строительстве для зданий и сооружений применяют большой набор тонкостенных пространственных конструкций из сборного и монолитного железобетона, а также из армоцемента, являющегося вариантом таких конструкций с дисперсной сетчатой арматурой. К ним относятся покрытия различного очертания в плане [1] в виде цилиндрических и волнистых сводов, призматических складок, многогранников и шатровых складок, коротких и длинных цилиндрических оболочек, пологих оболочек положительной и отрицательной гауссовой кривизны, различных купольных и составных оболочек (в том числе с металлическими подкрепляющими элементами и затяжками), различных висячих оболочек из стальных мембран с железобетонным контуром и из железобетона с листовым армированием и др. В междуэтажных перекрытиях применяют вспарушенные (особо пологие оболочки) и шатровые панели с плоской верхней по-

верхностью, а при уширенном (до 12—18 м) шаге колонн — перекрытия типа шатровых складок. В инженерных сооружениях — силосах, дымовых трубах и водоводах, водонапорных и телевизионных башнях, резервуарах, фундаментах различных конструкций, коммуникациях, подводных, надземных и других специальных сооружениях широко используются цилиндрические, конические и другие оболочки вращения и складки.

Следует отметить, что современные возможности дискретных статических и динамических расчетов и образования формы поверхностей оболочек и многогранников позволяют проектировать и применять их для различных нагрузок и условий эксплуатации.

В результате больших и разносторонних теоретических и экспериментальных исследований НИИЖБ, ЦНИИСК, НИИСК, ЛенЗНИИЭП, ИСМИС АН СССР и других институтов подготовлены и изданы инструктивные материалы, позволяющие проектировщикам и строителям создавать и применять железобетонные пространственные конструкции для типовых и уникальных зданий и сооружений.

Массовое применение в покрытиях (более 4 млн. м²) получили панели-оболочки КЖС размером на пролет здания 12, 18 и 24 м, являющиеся преднапряженными короткими цилиндрическими оболочками. Серия 1.465, 1—14 типовых чертежей, включающая плиты-оболочки

КЖС длиной 18 м, разработана ПИ № 1 для цехов с подвесными и мостовыми кранами, светоаэрационными и зенитными фонарями для применения в обычных и сейсмических районах, во всех климатических поясах. Покрытия с панелями-оболочками КЖС используются в районах с сейсмичностью до 9 баллов. В результате применения панелей-оболочек КЖС по сравнению с плоскостными конструкциями расход бетона и арматуры снижается до 25—30%, трудоемкость изготовления и монтажа — до 40%, стоимость покрытия — на 5—8 р/м². Около 3 млн. м² покрытий на Украине выполнено в виде сборных призматических складок, состоящих из облегченных плоских плит 3×12 м и ферм железобетонных длиной 18—24 м или стальных длиной 30—36 м. Такие покрытия обеспечивают снижение материалоёмкости на 10—15%, стоимости — на 10%.

Покрытия-оболочки по типовой серии 1.466-1/75 с уширенным шагом колонн 18×24, 18×30 и 18×36 м из цилиндрических панелей 3×6 м применяют предприятия Главзапстроя и другие управления Минстроя СССР. Подобными оболочками перекрыто около 1 млн. м², что при замене типовых железобетонных конструкций дало экономию около 5 млн. р., снизило расход бетона и стали до 30%, а при замене стальных покрытий расход металла сокращается на 30—35 кг/м². Сборные пологие оболочки из унифицированных элементов, включенных в Московский единый унифицированный каталог, успешно применяются для строительства крытых рынков, спортзалов пролетом до 100 м, гаражей и других зданий в Москве и Московской области, в Крыму, в Старом Осколе и других городах. Применение вместо металлических конструкций сборных железобетонных оболочек в покрытиях торговых и зрелищно-спортивных зданий дает экономию до 30 р. и более 50—60 кг стали на 1 м² площади пола. Следует отметить, что около 100 типовых зданий цирков построено со сборными висячими оболочками и сферическими куполами, а также с круглыми в плане складчатыми покрытиями диаметром 72,3 м.

Примером эффективного применения железобетонных пространственных конструкций в перекрытиях жилых зданий служат шатровые и вспарушенные панели размером на комнату с приведенной толщиной бетона около 8 см. Панели изготавливают на заводе с готовой нижней поверхностью, образующей потолок без швов. Шатровые панели успешно применялись в многоэтажном строительстве в Москве — жилые кор-



Сборные шатровые перекрытия 12×12 м торгового центра в Омске, возведенные Минтяжстроем СССР

Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru

пуса МГУ, 10-этажные здания больницы, жилые дома. В Ленинграде ряд лет для жилищного строительства их выпускал завод ЖБК имени 40-летия Ленинского комсомола. На Украине с их применением построено более 10 млн. м² жилой площади. С использованием вспарушенных панелей построено около 1 млн. м² жилой площади в Баку, ряд зданий в Грузии.

Шатровые и вспарушенные панели приведенной толщиной не более 5—8 см (комплексные, с звукоизоляционным материалом) являются весьма эффективной конструкцией перекрытий многоэтажных зданий. Они требуют вдвое меньше железобетона, с их применением существенно (на 25—30%) на 1 м² снижается трудоемкость и на 3—4 р. стоимость. Для междуэтажных перекрытий с уширенным шагом колонн до 18×18 м под тяжелые нагрузки (более 3 т) в ряде производственных и торговых зданий успешно применены также покрытия шатрового типа.

Для перекрытий и покрытий гражданских зданий с успехом используют типовые армоцементные структуры и складки пролетом 18—24 м соответственно. Армоцементные преднапряженные складки широко применяют в качестве безрулонных покрытий навесов и павильонов. Примерами тонкостенных сводчатых конструкций служат армоцементные

трехшарнирные покрытия пролетом 12 м, собираемые из двух половин, а также складчатые своды покрытий гаражей пролетом 48—56 м из плоских часторебристых плит 3×6 м со стальными затяжками. Разработанные ЛенЗНИИЭП армоцементные своды изготавливают на заводе Росмежколхозостроя Псковской области в г. Опочке. В Псковской области, например, построено более 300 зданий с армоцементными сводами, экономический эффект составил более 3 млн. р. Сводчатые покрытия, разработанные ЦНИИСК, применены в Москве для строительства автобаз и стоянок автобусов. Монтаж сборных железобетонных и армоцементных оболочек и складок в последнее время производится без лесов с применением укрупнительной сборки типовых панелей в сводчатые блоки размерами 3×18 и 3×24 м с временными затяжками.

Для уникальных зданий, таких, как универсальный спортзал «Дружба» в Москве, применяли укрупненные монтажные блоки весом около 80 т. В полых оболочках размером 102×102 м торговых зданий в Челябинске и Минске контурные элементы выполняли с предварительным напряжением высокопрочными канатами, при этом общее усилие в канатах было около 2700 т. Представляет интерес опыт навесной сборки полых оболочек размером до 36×36 м,

предложенный КиевЗНИИЭП.

В ряде случаев железобетонные оболочки возводятся в нашей стране из монолитного бетона. Так, в Ленинграде построены квадратные оболочки на плоском контуре, купол покрытия диаметром до 80 м. Монолитным куполом перекрыто здание цирка в Казани. Различные монолитные оболочки построены в Москве, Эстонии, Белоруссии, в Казахстане и Таджикистане. В последнее время усилиями ученых Таджикского Политехнического института и предприятий Минстроя Таджикской ССР монолитные оболочки значительно усовершенствованы. Они возводятся толщиной 5—6 см с металлическими контурными фермами-диафрагмами и рассчитаны на сейсмические воздействия интенсивностью до 9 баллов.

За последние 8—10 лет только покрытий и перекрытий в виде железобетонных и армоцементных оболочек и складок в нашем строительстве осуществлено около 25 млн. м², в результате чего сэкономлено более 100 млн. р., 200 тыс. т стали, 500 тыс. т цемента, снижены трудоемкость и энергоемкость строительства. Однако достигнутый объем внедрения железобетонных пространственных конструкций пока недостаточен, так как составляет менее 15% возможного и рационального объема их применения.

Расширению масштаба применения

Строительство в Ленинграде бумажной фабрики из типовых комбинированных оболочек 18×30 м по серии 1.466—75/1 Главзапстроем Минстроя СССР



тонкостенных пространственных конструкций мешает несколько причин. Не разработана соответствующая проектная документация на привязку новых конструкций, заводы ЖБК не производят элементы этих конструкций в массовом порядке, в ряде случаев не освоена технология их производства. Внедрение прогрессивных тонкостенных конструкций тормозит недопустимое положение с планированием и учетом их применения по объему — зачастую изготовление и применение менее материалоемких и дешевых конструкций невыгодно строителям и заводам ЖБК. Внедрение новых конструкций покрытий и перекрытий необходимо планировать не по объему, а в m^2 перекрываемой площади.

Известно, что около половины всего железобетона в промышленном строительстве приходится на фундаменты под колонны и стены и конструкции различных подземных коммуникаций. Проектирование их в качестве тонкостенных пространственных сводов, оболочек, складок может обеспечить коренное их усовершенствование и позволит снизить материалоемкость и стоимость.

Как показал опыт строительства в Кемерове, на Урале и Севере, применение сборных фундаментов-оболочек вместо традиционных ступенчатых фундаментов под колонны, мачты, трубы и т. п. дает возможность в 2—3 раза сократить рас-

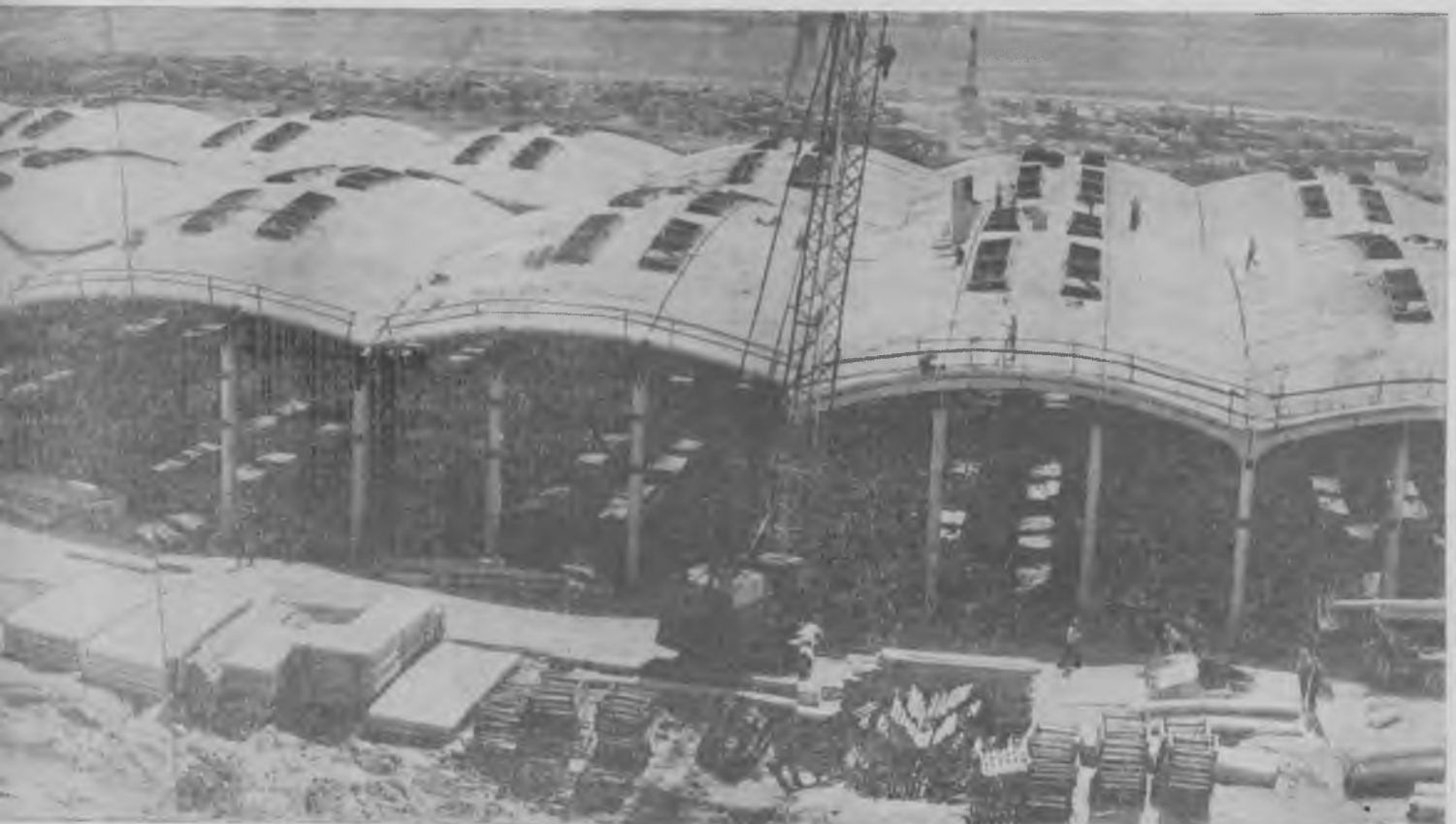
ход бетона, уменьшить энергоемкость, трудоемкость и стоимость. Эффективны также складчатые и сводчатые конструкции подпорных стен, проходных и непроходных каналов и тоннелей, смотровых колодцев, лотки-оболочки. Большой интерес представляет опыт проектирования и возведения различных шлам-отстойников и очистных сооружений с применением цилиндрических и конических оболочек вращения, куполов, шатровых висячих оболочек, современные расчет и форма которых обеспечивают снижение на 15—20% материалоемкости, трудоемкость и стоимость конструкций.

Инженерные сооружения в виде бункеров, силосов, резервуаров, дымовых труб, градирен, водонапорных и телевизионных башен, защитных оболочек АЭС и резервуаров аккумуляторных станций в современных условиях представляют собой сложные конструкции, которые надлежит проектировать с учетом их действительной пространственной работы. Дымовые трубы раньше рассчитывались как тонкостенные стержни кольцевого сечения, теперь их при высоте 350—500 м и диаметре на уровне фундамента до 50 м для более точного назначения толщины и армирования следует рассчитывать как оболочки на силовые и температурные воздействия. Башенные градирни теперь достигают высоты 150—160 м, их расчет должен

производиться на прочность, трещиностойкость и устойчивость как моментных оболочек с учетом динамического воздействия ветра.

Многие емкостные сооружения подвержены значительному внутреннему давлению газа или жидкости, иногда и низким или высоких температур и сосредоточенных нагрузок. Тогда они должны рассчитываться как оболочки вращения на трещиностойкость по упругой и неупругой стадии, и на прочность методом предельного равновесия. Многие расчеты выполняются методом конечных элементов. Следует совершенствовать расчеты таких оболочек с учетом трещин, температурных перепадов, совместной работы бетона стальных облицовок, податливости основания, эффекта предварительного напряжения арматуры и т. п.

Полное использование пространственной работы материала в таких сооружениях позволяет получить значительный экономический эффект. Например, проектирование НИИЖБ и Харьковским ПромстройНИИпроектом типовых каннелюрных силосов высотой 45 м и диаметром 12 м из сжатых цилиндрических панелей-оболочек с передачей растягивающих напряжений на пояса из высокопрочных канатов позволило выполнить их стены толщиной 4 см, в 2,5 раза уменьшить расход бетона и на 30% общую стоимость корпуса по сравнению с



Составные железобетонные оболочки

конструкции из монолитного железобетона. Уменьшение массы конструкции дало возможность при строительстве элеватора с каннелюрными силосами укрупнить элементы и монтировать силосы царгами высотой 2,4 м и $\varnothing$ 12 м.

ВНИИПИ Теплопроект с участием НИИЖБ, треста Спецжелезобетон и Проектный институт № 1 спроектировали дымовую трубу высотой 420 м как оболочку с двухосным предварительно напряженным армированием. Расход бетона снизился на 20%, расход арматуры на 1000 т, стоимость — на 1 млн. р. Строительство железобетонных башенных и емкостных сооружений обеспечивает экономию стали, они являются более эффективными по сравнению с металлическими. В частности, снижаются расходы на уход за сооружениями в процессе их эксплуатации. Таким образом, проектирование и строительство железобетонных инженерных сооружений при полноценном использовании их пространственной работы может дать большой экономический эффект.

Проектирование и строительство новых железобетонных пространственных конструкций связано с развитием теоретических и экспериментальных исследований и требует большого материально-технического обеспечения. Главной задачей научно-технического прогресса в этой области на ближайший период является расширение масштабов применения пространственных покрытий, перекрытий и инженерных сооружений. Для этого необходимо создание специализированных организаций по изготовлению и возведению железобетонных пространственных конструкций, разработка и реализация стимулирующей технико-экономической оценки применения менее материалоемких и более дешевых конструкций, а также включение соответствующих работ в план экспериментального и типового проектирования ведущих проектных организаций. Необходимо также развивать научно-исследовательские и проектные работы по созданию перспективных особо тонкостенных пространственных фибробетонных дисперсно-армированных конструкций и технологии их заводского изготовления из армоцемента, стекло- и сталефибробетона.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Руководство по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий. НИИЖБ. — Стройиздат, 1978.
2. Руководство по проектированию сборно-монолитных железобетонных оболочек положительной кривизны для покрытий промышленных зданий. ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, ПИ-1, Оргтехстрой Главзастрой Минстроя СССР. — М.: Стройиздат, 1979.
3. Временные указания по проектированию, испытанию и применению железобетонных шатровых панелей. Госстрой Украинской ССР. — Киев, 1962.
4. СН 366-77. Инструкция по проектированию армоцементных конструкций. — М.: Стройиздат, 1967.

Исследованиями МНИИТЭП установлено, что составные оболочки можно использовать как для зданий различного назначения, так и для большепролетных сооружений. К последним относятся покрытия открытых стадионов, спортивных площадок или трибун, летних киноконцертных залов, ресторанов и кафе, галерей торгового и зрелищного назначения, транспортных стоянок и др. При этом стеновые ограждения отсутствуют, а составная оболочка образует единую несущую конструкцию, выполняющую функцию крыши и опор [1].

Решение этой задачи предусматривает создание оболочек с большим шагом колонн по контуру, оболочек со свободным краем, консольных оболочек, т. е. новых конструктивных решений, связанных с определенными граничными условиями.

Конструктивные схемы составных железобетонных оболочек с различной формой плана komponуются двумя способами (рис. 1) [2]. В первом случае покрытие можно образовать центральной оболочкой положительной гауссовой кривизны, боковыми оболочками (основными и дополняющими) различной кривизны, элементами контура. Второй способ заключается в применении центрально-радиального каркаса, на который натягивается оболочка произвольной формы. На рис. 1 приведена схема составного покрытия, в которую введены как центральная оболочка, так и элементы каркаса. Оба варианта компоновки могут быть получены как частные случаи приведенной на рис. 1 схемы. Предложенная система типов железобетонных оболочек построена на основе взаимосвязей между ними, обусловленных изменениями напряженно-деформированного состояния при варьировании управляемых параметров a и h . Исследования оболочки независимы от типа исходной поверхности расчленены на сборные ребристые цилиндрические плиты, причем число типоразмеров их принято минимальным, а монтаж производится с предварительной укрупнительной сборной секций в виде арок или оболочек.

Существенная особенность таких покрытий заключается в возникновении

краевых эффектов, характеризующихся, прежде всего, резким увеличением изгибающих моментов в зонах сопряжения оболочек. На рис. 2 представлено поле максимальных изгибающих моментов по линии сопряжения центральной и боковой оболочек, представляющее собой зависимость этих компонентов от a и h , являющихся основными параметрами конструктивных схем. Указанная зависимость получена с использованием численного моделирования на основе применения метода конечных элементов, реализованного в программе для ЭВМ типа ЕС. Многовариантные расчеты выполнялись на примере составной оболочки с

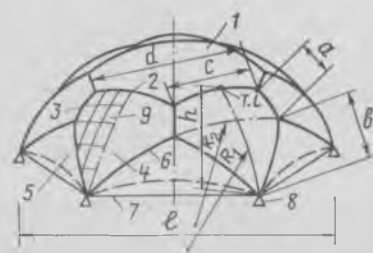


Рис. 1. Конструктивная схема составной оболочки

1 — центральный элемент; 2 — внутреннее (центральное) кольцо; 3 — радиальный элемент; 4, 5 — боковые (основные и дополняющие) оболочки; 6 — контурная арка; 7 — затяжка; 8 — опора; 9 — плиты

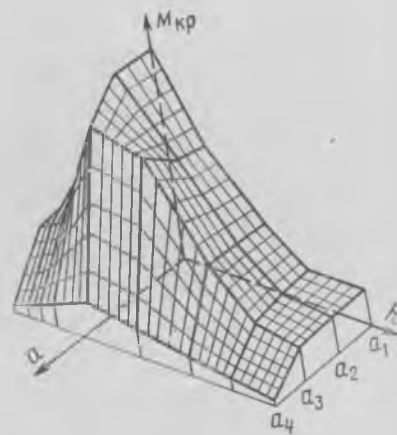


Рис. 2. Функциональная зависимость краевых изгибающих моментов $M_{кр}$ от a и h для составной полигональной оболочки системы модификаций (при постоянных параметрах c, d, l, R_1, R_2)

пятиугольным планом пролетом 120 м [3].

Анализ полученной зависимости указывает на принципиальную возможность образования рациональных конструктивных схем, характеризующихся некоторой областью наименьших значений максимальных изгибающих моментов, действующих в зоне сопряжения оболочек. Из рассмотрения полученной функции следует, что при некоторых значениях a и h с незначительным их изменением могут быть получены явно нерациональные конструктивные схемы со значительными краевыми эффектами, которые характеризуются резко вспарушенной частью поля. Несимметрия полученной поверхности относительно плоскости $aoM_{кр}$ указывает на то, что для конструкций составных оболочек типа куполов (при положительных h) и типа висячих (при отрицательных h) существуют определенные области рационального применения.

Комплексное исследование целесообразности введения в конструктивные схемы составных оболочек центральных и радиальных элементов, представляющих собой своеобразные элементы жесткости покрытия, выполняли методами физического и численного моделирования.

В МНИИТЭП при участии НИИЖБ изучили четыре модели покрытий реальных сооружений—составную полигональную оболочку, купольно-складчатое покрытие с центральной оболочкой положительной гауссовой кривизны, купольно-складчатую оболочку с галереей по контуру, составные покрытия с центральной оболочкой положительной гауссовой кривизны и боковыми оболочками положительной или отрицательной кривизны (рис. 3).

Численное моделирование выполняли для этих конструкций с применением метода конечных элементов, при этом варьировали жесткость EF радиальных и контурных элементов и h (см. рис. 1). На рис. 4 представлены закономерности перераспределения усилий между элементами покрытия при изменении этих параметров. Графики, приведенные на рис. 4 для составной полигональной оболочки, показанной на рис. 3, свидетельствуют о том, что получена закономерность перераспределения нормальных усилий между радиальными и контурными арками в покрытиях этого типа [4]. При уменьшении жесткости радиальных арок в диапазоне $EF_1—EF_3$ нормальные силы N_r в ней заметно уменьшаются, в контурной же арке при этом N_k практически не изменяется. При дальнейшем уменьшении жесткости от EF_3 до EF_4 усилия в радиальной арке

меняются незначительно, а в контурной резко увеличиваются. Точка на графике, соответствующая EF_3 , является характеристикой рационального решения для данной конструкции.

Из зависимостей между нормальными силами N в контурной затяжке или кольце и жесткостью EF контурной затяжки (см. рис. 4) для купольно-складчатого покрытия, приведенного на рис. 3, следует, что могут быть рекомендованы конструкции с некоторыми значениями рациональных параметров площади затяж-

ки. Из полученных зависимостей перераспределения усилий между затяжкой и верхним кольцом купольно-складчатых покрытий установлено, что на некотором интервале $EF_1—EF_2$ уменьшению площади сечения затяжки соответствует не существенное увеличение усилий в верхнем кольце. Дальнейшее уменьшение площади сечения затяжки приводит к более существенному увеличению усилий в верхнем кольце. При отсутствии контурной затяжки (EF_0) это усилие оказывается максимальным. Как показали

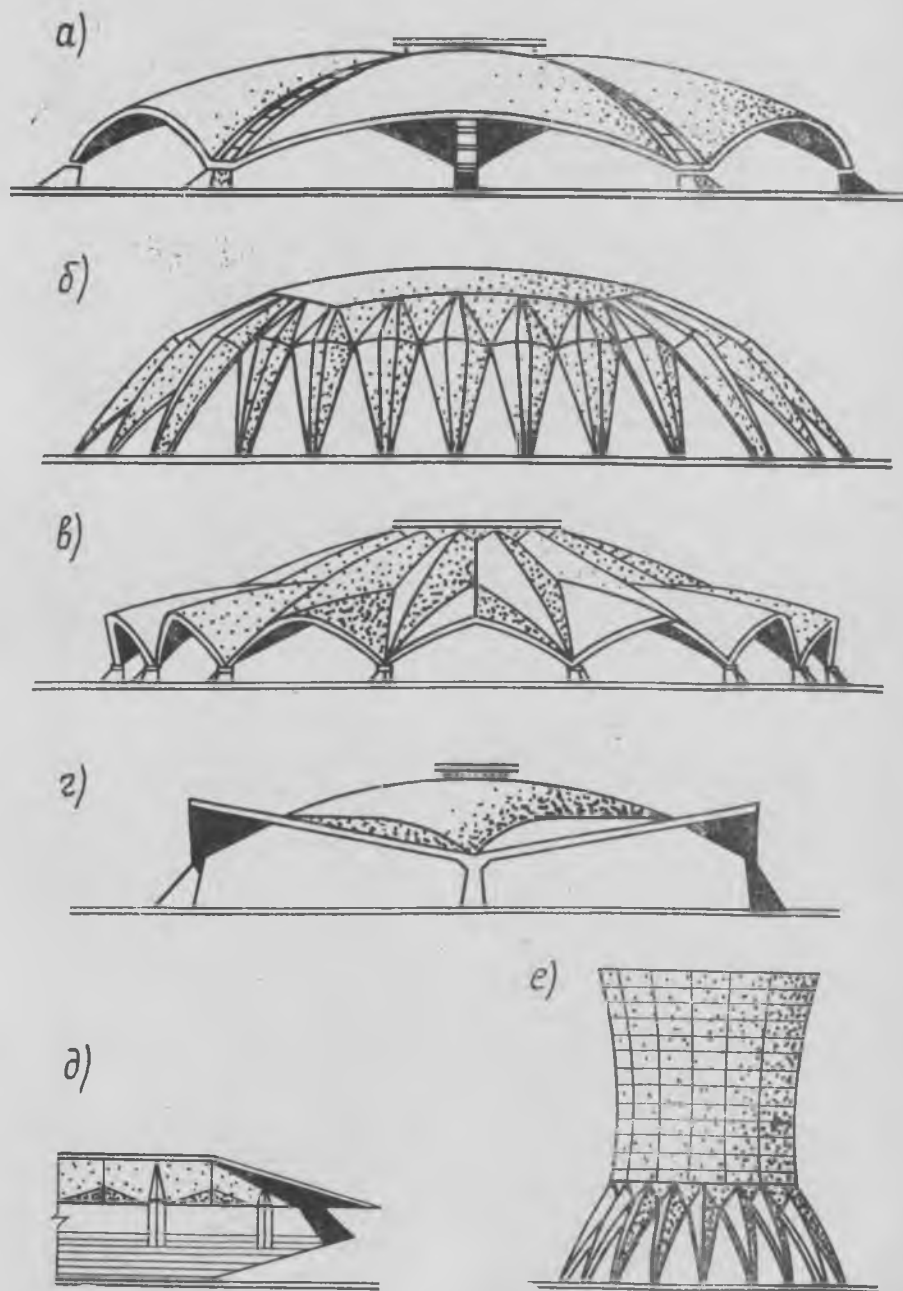


Рис. 3. Примеры применения составных оболочек в гражданских и промышленных зданиях а — полигональная оболочка (хоккейная площадка в Пензе, $l=116$ м); б — купольно-складчатое покрытие с центральной оболочкой положительной гауссовой кривизны (универсальный спортивный зал «Дружба» в Москве, $l=96$ м); в — купольно-складчатая оболочка с галереей по контуру (крытый рынок в Москве и Старом Осколе, $l=72$ м); г — покрытие с квадратным планом с боковыми оболочками положительной или отрицательной гауссовой кривизны (крытый рынок в Ялте, $l=48$ м); д — консольные оболочки для навесов над трибунами стадионов; е — градирня в виде составной оболочки из унифицированных элементов

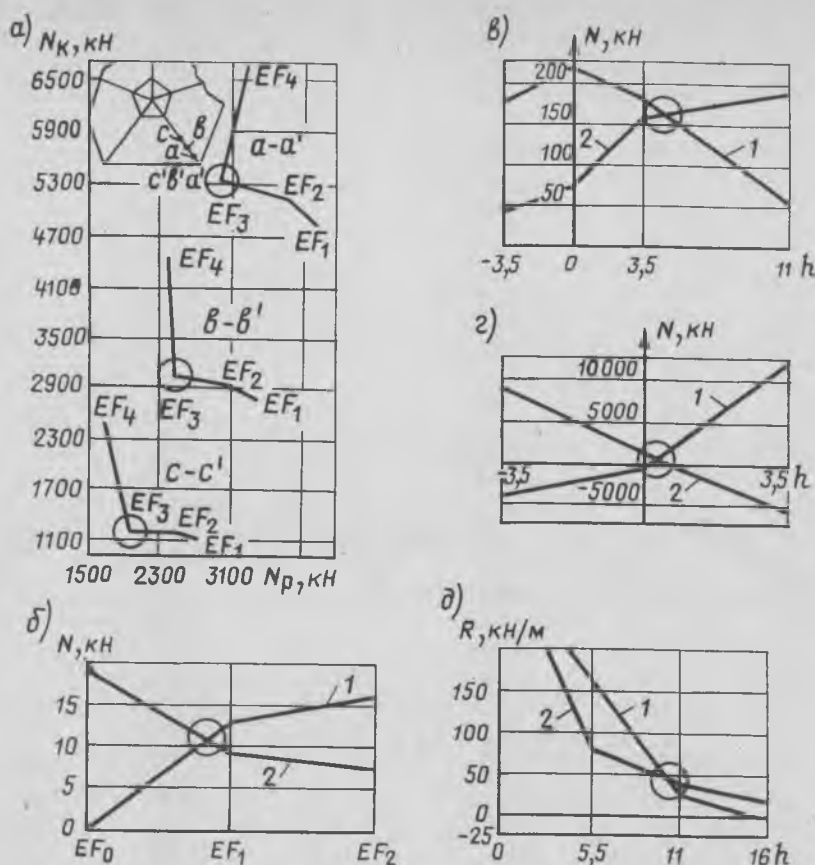


Рис. 4. Закономерности перераспределения усилий между элементами в составных оболочках a — нормальных сил N между радиальными и контурными арками при изменении жесткости EF радиальных арок в полигональной оболочке; b — нормальных сил N в контурной затяжке (1) и в верхнем кольце (2) при изменении жесткости EF контурной затяжки в купольно-складчатом покрытии с центральной оболочкой положительной кривизны; c — нормальных сил N в зоне сопряжения оболочек (1) и в приконтурной зоне (2) при изменении высоты подъема h (покрытие с квадратным планом); d — нормальных сил N между контурным ригелем (1) и аркой (2) при изменении высоты подъема h (в покрытии с квадратным планом); d — главных растягивающих усилий R в верхней (1) и нижней (2) угловых зонах составляющей оболочки полигонального покрытия

результаты эксперимента, деформативность покрытия при этом существенно возрастает.

На рис. 4 представлены рекомендуемые значения рациональных параметров высоты подъема оболочки h , при которых получено эффективное перераспределение усилий между элементами конструкции. На рис. 4 приведено изменение площадей эпюр нормальных сил N для покрытий с квадратным планом (см. рис. 3) в зоне сопряжения центральной и боковой оболочек и в приконтурной зоне вдоль ригеля. На рис. 4 дано изменение площади эпюр нормальных сил N в контурном ригеле и арке для этого же покрытия и площадей эпюр главных растягивающих усилий R в верхней и нижней угловых зонах составляющей оболочки для составного полигонального покрытия.

Полученные закономерности перераспределения усилий свидетельствуют об эффективности применения центральных и радиальных элементов. Увеличивая их жесткость в определенных пределах, можно существенно разгрузить кон-

струкции контура. При этом возникает возможность получения широкого диапазона типов конструкций контура для различных гражданских сооружений — оболочек без контурных затяжек, консольных оболочек, оболочек со свободным краем (без контурных арок) и др.

Конструкция купольно-складчатого покрытия позволила соорудить крытый рынок (см. рис. 3), в котором центральную часть занимает торговый зал, а по контуру устроена галерея для летней торговли. Галерея перекрывается дополняющими оболочками (см. рис. 1), расположенными между основными складчатыми элементами. Особенность конструкции заключается в опирании дополняющих оболочек галереи на арки (возможен вариант дополняющих оболочек консольного типа).

Представляют интерес результаты исследований составных оболочек с квадратным планом при боковых элементах отрицательной и положительной гауссовой кривизны (см. рис. 3). Исследовали два типа конструкций — с опиранием боковых оболочек по контуру и с кон-

сольными боковыми оболочками. Сравнением результатов установлено, что конструирование покрытий с боковыми элементами отрицательной гауссовой кривизны консольного типа несущественно увеличило компоненты напряженно-деформированного состояния по сравнению с оболочками, имеющими подкрепленный край. Прогобы практически не изменились, увеличение нормальных сил не превысило 10—15%.

Иной характер носило изменение напряженно-деформированного состояния покрытия с консольным вариантом боковых оболочек положительной гауссовой кривизны по сравнению с оболочкой, опертой по контуру. Деформативность боковой оболочки увеличилась, причем максимальный прогиб отмечался в угловой зоне. Однако эта наибольшая величина при нормативной нагрузке составила 1/600 пролета, что является вполне допустимым. Консольное опирание боковых оболочек привело к увеличению нормальных сил в арке до 15—20%. Нормальные силы в ребре оболочки по диагонали покрытия практически не изменились.

Таким образом, при конструировании составного покрытия с центральной оболочкой положительной гауссовой кривизны как следствие большой жесткости этой зоны при боковых консольных оболочках отрицательной гауссовой кривизны прогибы и усилия практически не изменились по сравнению с покрытием, опертым по контуру. При консольных оболочках положительной гауссовой кривизны влияние центральной части менее существенно. Однако и в этом случае установлена возможность конструирования составных консольных оболочек.

Выводы

Область применения составных железобетонных оболочек из унифицированных элементов, которые ранее применялись для зданий общественного и производственного назначения, может быть значительно расширена и распространена также на гражданские и инженерные сооружения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Руководство по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий. — М.: Стройиздат, 1979.
2. Жуковский Э. З. Система модификации составных железобетонных оболочек. — В сб. трудов Международного конгресса ИАСС по пространственным конструкциям. Дортмунд, 1984.
3. Жуковский Э. З., Шаршуква Л. М., Шевченко О. В. Образование конструктивных схем составных всяких покрытий на основе анализа системы типов оболочек. — В кн.: Составные железобетонные оболочки. — М.: МНИИТЭП, 1983.
4. Жуковский Э. З., Супоницкий Л. И., Шевченко О. В. Изыскание рациональных конструктивных решений оболочек с применением численного моделирования. — В кн.: Составные железобетонные оболочки. — М.: МНИИТЭП, 1983.

О. В. МИХАЙЛОВ, А. М. БЕЛОСТОЦКИЙ, кандидаты техн. наук, М. А. АНЮТИНА,
О. Б. ЛЯПИН, Б. М. ЧАНОВ, инженеры (НИС Гидропроект)

Расчетно-экспериментальное обоснование конструкции резервуара давления с листовой арматурой

В настоящее время является актуальным обеспечение непроницаемости напорных резервуаров для жидкостей и газов. Этим требованиям удовлетворяет сталежелезобетонная конструкция с несущей листовой и стержневой арматурой. Наружная и внутренняя поверхности резервуара выполнены из листовых панелей, образующих металлическую ячейку оболочки (с заполнением ее в дальнейшем бетоном) и играющих одновременно роль герметизирующей облицовки и листовой арматуры.

Авторы изучили резервуар, представляющий собой цилиндр, стоящий на плоском дне и перекрытый полусферическим куполом. Размеры сооружения следующие: высота цилиндра — 34,4 м, внутренний радиус сферы и цилиндра — 22,5 м, толщина стенки цилиндра и купола — 1,2 м, толщина внутренней облицовки — 12, внешней — 25 мм.

Расчет резервуара на различные сочетания статических (внутреннее давление и температура) и динамических (сейсмическое и локальное воздействие) нагрузок проводили по пространственной схеме метода конечных элементов с учетом свойств циклической симметрии и асимметрии нагрузок и конструкции (рис. 1). Расчетные фрагменты резервуара рассматривали как однослойные и многослойные (трех- и пятислойные) по толщине, состоящие из изотропных (стальные облицовки и бетон без трещин) и ортотропных (армированный бетон с трещинами) материалов (см. рис. 1).

При этом принимали, что облицовка и бетонный заполнитель деформируются совместно. Пластичность в облицовках описывается уравнениями теории течения с изотропным упрочнением.

Для многослойного по толщине моделирования конструкции использовали криволинейные пространственные изопараметрические конечные элементы, четырехугольные и треугольные в плане. При этом для тонкостенных слоев облицовки значимыми принимали пять компонент тензора деформаций и напряже-

ний ($\sigma_z = 0$), а для слоев бетона — шесть компонент ($\sigma_z \neq 0$).

Результатирующие системы матричных уравнений метода конечных элементов

решали современными модифицированными численными методами с учетом симметрии, блочности и разреженности матриц [1] — по схеме Холецкого с итерационным уточнением (статическое решение), по схеме одновременных итераций в подпространстве со сдвигом (определение необходимого числа собственных частот и форм колебаний) и по неявным разностным схемам Ньюмарка и Вильсона (интегрирование линейных и нелинейных уравнений динамики). Комплекс программ широкого пользования СТАДИО-81 [2] на ЕС ЭВМ, реализующий указанные алгоритмы и расчетные схемы, был апробирован на тестовых задачах.

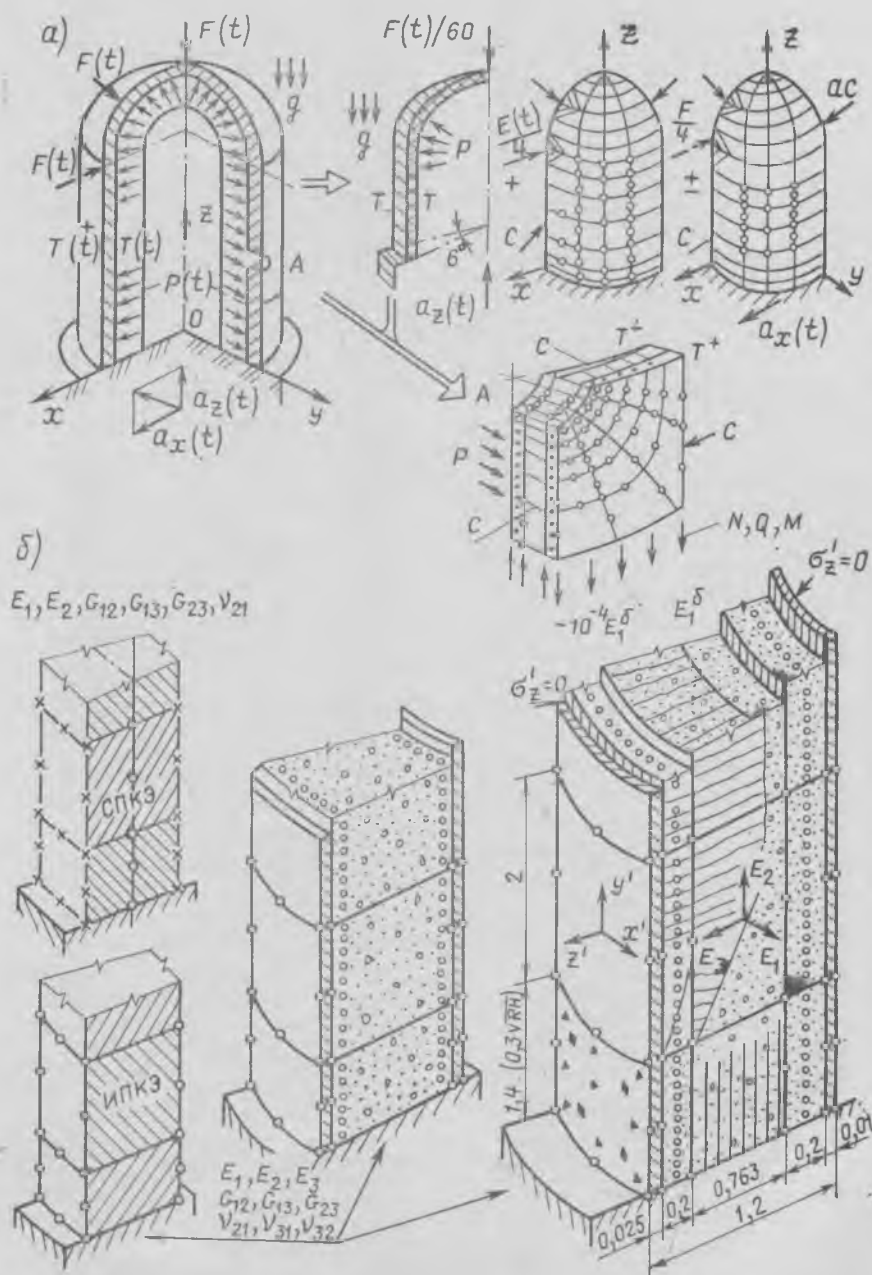


Рис. 1. Цилиндросферический многослойный резервуар при действии комплекса нагрузок
а — декомпозиция упругой задачи; б — одно-, трех- и пятислойные расчетные модели *

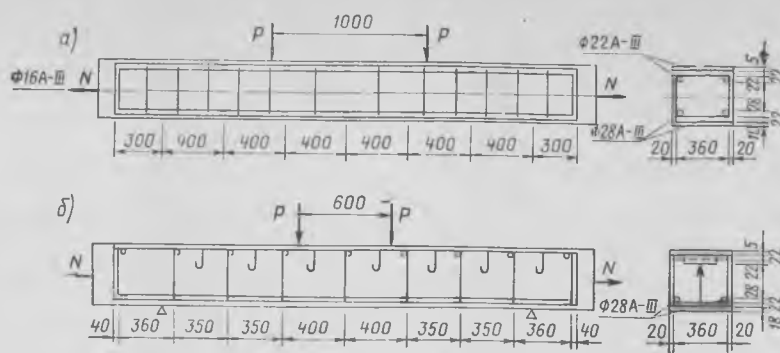


Рис. 2. Схема армирования сталежелезобетонных балок Б-1 (а), Б-2 и Б-3 (б)

В результате многопараметрических численных исследований установлены границы (по точности и вычислительной экономичности) применимости предложенных схем, получены эпюры распределения напряжений в резервуаре и в зонах его отверстий от действия расчетных сочетаний статических и динамических нагрузок с учетом армирования бетона, наличия в нем трещин и пластичности облицовок, а также картины распространения и трансформации упругих волн напряжений при действии различных локальных динамических нагрузок.

Для изучения прочности сталежелезобетонной конструкции по нормальному сечению осуществлены экспериментальные исследования на балочных фрагментах на действие внецентренного растяжения, которое создавалось совместным действием изгиба и центрального растяжения, передаваемого на образец через верхнюю и нижнюю листовую арматуру.

Образцы размером 400×400×3000 мм армированы аналогично натурному сооружению. В растянутой зоне использовали лист толщиной 10 мм, в сжатой — 5 мм (рис. 2). Такое соотношение толщин листовой арматуры принято на основании выполненных в Ленинградском Политехническом институте расчетно-теоретических исследований, которые показали, что в этом случае обеспечивается устойчивость внутренней облицовки от температурных воздействий, при ограничении растягивающих напряжений во внешней облицовке.

В процессе испытаний балочных фрагментов на каждый образец устанавливали более 200 тензодатчиков, что позволило определить напряженно-деформированное состояние конструкций и распределение усилий в материалах. Эксцентриситет приложения сил e_0 для балки Б-1 принимали 0,7 м, для балок Б-2 и Б-3 — 0,54 м. Схема трещинообразования для всех испытанных образцов идентична.

При предельной нагрузке, составляющей для Б-1 $P=700$ кН, $N=700$ кН и для Б-2 и Б-3 $P=500$ кН, $N=800$ кН,

нормальные трещины развились практически по всей высоте сечения. Листовая арматура сжатой и растянутой зоны достигла предела текучести при $\epsilon=(120...140)10^{-5}$, в то время как в стержневой арматуре сжатой и растянутой зоны при $(80...100)10^{-5}$. Максимальная ширина раскрытия трещин 0,3 мм.

В балке Б-3 внецентренное растяжение создавали после испытания конструкции на центральное растяжение при $N=900$ кН, т. е. в балке имелись начальные трещины с шириной раскрытия 0,2 мм. Остаточная величина их раскрытия после снятия нагрузки составила 0,05 мм. Такое состояние образцов соответствовало условию, при котором натурное сооружение принимается в эксплуатацию.

Несмотря на наличие трещин, при внецентренном растяжении бетон и металл сжатой и растянутой зоны работали совместно вплоть до разрушения конструкции, которое наступило при $P=500$ кН, $N=800$ кН по наклонной

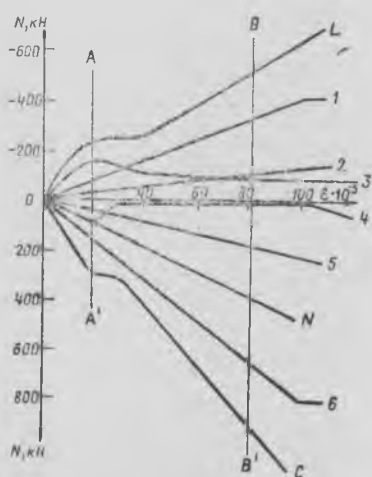


Рис. 3. График деформативности материалов сталежелезобетонной балки Б-1

1 — листовая арматура сжатой зоны; 2 — стержневая арматура сжатой зоны; 3 — бетон сжатой зоны; 4 — бетон растянутой зоны; 5 — стержневая арматура растянутой зоны; 6 — листовая арматура растянутой зоны; N — внешняя продольная центрально приложенная растягивающая сила; e — деформация наружной поверхности листовой арматуры, расположенной в растянутой зоне бетона.

трещине. Сопоставление напряженно-деформированного состояния образцов Б-2 и Б-3 и выполненный по СНиП II-21-75 расчет свидетельствуют о том, что наличие начальных трещин не влияло на прочность конструкции.

График восприятия продольной силы материалами сталежелезобетонной конструкции балки Б-1 приведен на рис. 3. Внешняя нагрузка воспринимается листовой и стержневой арматурой, а также бетоном. В целом растянутая и сжатая зоны воспринимают внешнюю нагрузку по закономерности OL и OC. Линия ON показывает разность усилий растянутой и сжатой зоны и по величине соответствует внешней растягивающей силе $N=OC-OL$.

Как видно из рис. 3, до момента образования трещин в бетоне при деформациях растяжения $\epsilon=20\cdot10^{-5}$ усилие в сжатой зоне воспринимается в основном бетоном (65%). Листовой металл принимает 25%, стержневая арматура 10%. В растянутой зоне основное усилие принимает на себя листовая металл (50%), а бетон и стержневая арматура воспринимают соответственно 30 и 20%.

С ростом нагрузки и образованием трещин в бетоне в сжатой зоне происходит перераспределение усилия между материалами и основную долю ее при $N=700$ кН воспринимает листовая арматура (70%), в то время как стержневая арматура и бетон принимают по 15%.

Выводы

В сталежелезобетонных конструкциях при обеспечении поперечной связи листовой арматуры сжатой и растянутой зоны наблюдается полная совместность работы всех материалов.

Наличие в рассматриваемой конструкции резервуара начальных трещин, возникающих при приемочных испытаниях, не влияет на его прочность.

Прочность сталежелезобетонных конструкций по нормальному сечению можно рассчитывать по СНиП II-21-75.

Использование полученных расчетно-теоретических результатов и комплекса программ СТАДИО-81 позволяет сформулировать основные требования к проектированию сооружения и выполнить расчет его напряженно-деформированного состояния на статические и динамические нагрузки.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Белостоцкий А. М. Модификация и применение численных методов к расчету плитно-оболочечных систем на сейсмические воздействия. — В кн.: Динамические характеристики и колебания элементов энергетического оборудования. — М.: Наука, 1980.
- Белостоцкий А. М. Комплекс программ СТАДИО-81 на ЕС ЭВМ: расчет пространственных комбинированных физических нелинейных систем на статические и динамические воздействия. — В сб. трудов Гидропроекта, вып. 85, 1983.

Л. А. ГОРДОН, д-р техн. наук (ВНИИГ); Т. Ж. ЖУНУСОВ, д-р техн. наук, И. Е. ИЦКОВ, канд. техн. наук, О. А. КОРЧИНСКАЯ, инж. (КазПромстройНИИпроект)

Напряженное состояние башенных градирен при реальном опирании

Башня градирни представляет собой пространственную систему, состоящую из тонкой железобетонной оболочки, наклонной колоннады и кольцевого фундамента, лежащего на грунтовом основании (рис. 1). Срединная поверхность оболочки обычно имеет форму гиперболоида вращения. Известны и другие конструктивные решения, например трехлепестковая башня. Высота наиболее крупных из построенных в СССР башен достигает 150 м, проектируются они высотой 180 м [1]. Нагрузки на башню в период эксплуатации складываются из собственной массы, ветрового давления, сейсмического толчка, температурных воздействий, обусловленных технологическим нагревом и колебаниями температур наружного воздуха.

При проектировании башенных градирен задача о совместной работе системы оболочка — колоннада — фундамент — основание обычно не решается, а изучается работа основных элементов конструкций.

Первый элемент системы — оболочка — имеет точечное опирание на колоннаду. Однако число колонн велико (колоннада состоит из 36—60 пар стоек V-образной или X-образной формы круглого поперечного сечения), поэтому в расчете оболочка полагается опертой на сплошную линейно деформируемую опору. В отечественной практике проектирования гиперболические башни на сплошной опоре рассчитывают на прочность с помощью пакета программ Тауэр [2]. Этот пакет позволяет для произвольной изотропной или конструктивно ортотропной оболочки вращения с гладким меридианом решать следующие задачи: статическую и термоупругую, о вынужденных гармонических колебаниях, нахождения частот и форм свободных колебаний, нестационарную динамическую. Оболочка моделируется в рамках линейной теории тонких оболочек [3] и рассчитывается методом конечных элементов. При построении вариационных уравнений в программе Тауэр использовано обычное для оболочек вращения разложение искомым функций в тригонометрические ряды по широтному углу. Аппроксимация перемещений на элементе — полином

третьей степени для нормальной компоненты и линейные функции для тангенциальных компонент, т. е. использована аппроксимация, впервые предложенная Графтоном и Строумом. При построении матрицы жесткости элемента в программе Тауэр использовано интегрирование по формулам Гаусса с четырьмя узлами интегрирования на элементе [4].

После расчета оболочки колоннада рассматривается как совокупность независимых V- или X-образных рам, заземленных внизу и нагруженных сверху сосредоточенными силами и моментами. Последние определяются как равнодействующие усилий и моментов в заделке оболочки с прилегающих к колонне полупролетов.

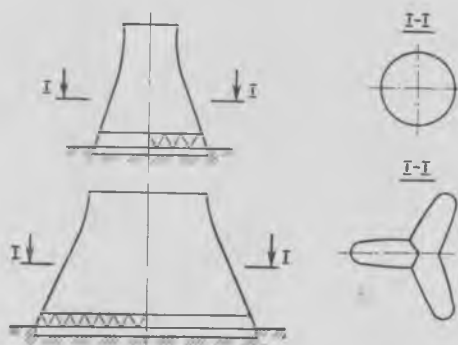


Рис. 1. Конструктивные формы железобетонных башенных градирен

Фундамент обычно рассчитывают как неразрезную балку на опорах (колоннах), нагруженную реакцией основания. Реакция основания определяется как сумма реакций в заделке оболочки, определенных по программе Тауэр, и реакции от собственной массы колоннады и фундамента, определенной методами сопротивления материалов.

Описанная расчетная схема не позволяет достоверно определить напряженное состояние наиболее ответственной нижней части конструкции. Особенно большая погрешность возникает при анализе напряженного состояния градирен, возводимых на существенно неоднородном основании, а также когда колоннада монтируется не полностью и остаются окна для подачи внутрь градири материалов и прохода механизмов.

В последние годы в практике проектирования широкое применение нашли универсальные программные комплексы, которые формально позволяют рассчитывать такую систему, как башенная градирня, на прочность целиком, не разбивая на фрагменты. В СССР для ЕС ЭВМ наибольшее распространение получил ППП АПЖБК (пакет прикладных программ автоматизированного проектирования железобетонных конструкций), разработанный в НИИАСС Госстроя УССР [5]. Однако при использовании ППП АПЖБК или иного конечно-элементного универсального программного комплекса количественные ограничения на густоту сетки, особенно при решении динамических задач, не позволяют для градири оценить напряженное состояние с требуемой точностью. В то же время практика проектирования больших градирен выдвигает ряд задач, для решения которых учет совместной работы системы оболочка — колоннада — фундамент — грунт представляется необходимым. Для решения этих задач была применена двухэтапная расчетная схема, использующая на первом этапе расчета программу Тауэр, а на втором — ППП АПЖБК.

На первом этапе выполняется полный расчет башни по программе Тауэр — колоннада, фундамент, грунт моделируется сплошной линейно деформируемой опорой. Зависимости, используемые для вычисления матрицы жесткости опоры башни, приведены в [2].

На втором этапе расчета из конструкции (рис. 1) выделяется фрагмент. Вертикальное сечение проводится по оси симметрии конструкции и нагрузки; горизонтальное — на такой высоте, что влияние дискретного опирания практически не сказывается на напряженном состоянии части оболочки, расположенной выше этого сечения. Фрагмент — половина башни, состоящая из части оболочки ниже горизонтального сечения, колоннады и фундамента — рассчитывается на ППП АПЖБК. Нагрузки на выделенный фрагмент определяются из расчета по Тауэр.

Расчетная схема на втором этапе с учетом возможности ППП АПЖБК при-

нималась следующей. Оболочка аппроксимировалась плоскими треугольными элементами с пятью степенями свободы в углах — три перемещения и два угла поворота. Число элементов принималось таким, чтобы на нижнем торце оболочек в пролете между колоннами было 3...7 узлов. Участок кольцевого фундамента между двумя колоннами представлялся прямым стержнем, лежащим на упругом основании винклеровского типа.

Поскольку подготовка исходной информации для расчета по ППП АПЖБК весьма трудоемка, была составлена специальная подпрограмма. По результатам первого этапа расчета и минимальной информации о границах фрагмента и густоте сетки элементов она формирует исходную информацию для ППП АПЖБК.

В качестве примера решения практической задачи с применением описанной расчетной схемы рассмотрим напряженное состояние градири Ровенской АЭС [1], возводимой на карстовом основании. Карст моделировался отсутствием основания под фундаментом на участке с центральным углом 20° . На этом участке фундамента длиной около 20 м находится три пары колонн. Было необходимо дать рекомендации по усилению конструкции башни при наличии карстовой воронки.

Расчеты показали, что наличие карстовой воронки мало сказывается на изменении напряженного состояния конструкции при действии ветровой нагрузки и оказывает значительное влияние на

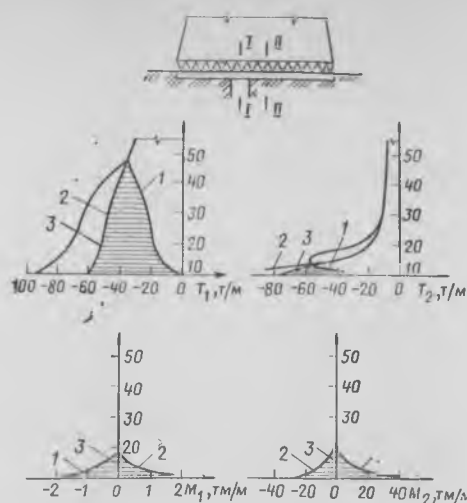


Рис. 2. Внутренние усилия в оболочке
1, 2 — при наличии карста; 3 — без карста

напряженное состояние оболочки, колоннады и фундамента, возникающее от действия собственной массы. Поэтому при выработке рекомендаций по усилению градири достаточно сопоставить результаты расчета на собственную массу при отсутствии и наличии карстовых воронок.

Сечение I располагается над осью карста, сечение II отстоит от оси карста на 20° по широтному углу. Эти сечения соответствуют максимальным отклонениям внутренних усилий от соответствующих усилий в башне на однородное основание без карста. Разница в ординатах кривых дает усилия и моменты, на которые подбирается дополнительная

арматура, необходимая для усилия оболочки.

При однородном основании сжимающие усилия от собственной массы в колоннах равны 240 т. При наличии карста вблизи сечения II максимальные сжимающие усилия в колоннах возрастают в 1,6 раза, а вблизи сечения I в колоннах возникают растягивающие усилия, достигающие 46 т. Следовательно, несущая способность колонн на сжатие должна быть увеличена на 160 т.

Наличие карста мало сказалось на осевом усилии в кольцевом фундаменте, однако изгибающий момент в кольце увеличился над осью карста примерно в 5 раз (с 260 до 1300 тм).

Как видно из рис. 2, при наличии карста кольцевой фундамент требует существенного усиления, колоннада и нижний пояс оболочки требуют небольшое дополнительное количество продольной арматуры на высоту примерно 20 м.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Узлова И. А. Строительство железобетонных градири большой площади орошения. — Энергетическое строительство, 1982, № 3.
2. Гордон Л. А., Шойхет Б. А., Ляхина Л. И. Программа статического расчета тонких оболочек вращения. — Л.: ВНИИГ, 1976.
3. Новожилов В. В. Теория тонких оболочек. — Л.: Судпромгиз, 1962. — 431 с.
4. И. В. Царицына, Б. А. Самокиш. Построение неосесимметричных собственных форм оболочек вращения методом конечных элементов. — Известия ВНИИГ, 1973, т. 103, с. 113—123.
5. Пакет прикладных программ для автоматизированного проектирования железобетонных конструкций надземных и подземных сооружений в промышленном и гражданском строительстве (ППП АПЖБК) ИИИАС. — Киев, 1984.

УДК 624.074:691.327.147

И. В. ВОЛКОВ, В. А. БЕЛЯЕВА, кандидаты техн. наук (НИИЖБ); Л. Г. КУРБАТОВ, канд. техн. наук (ЛенЗНИИЭП); А. Л. АДАМОВ, инж. (ЦНИИЭП учебных зданий)

Исследования тонкостенных пространственных конструкций из фибробетона

Внедрение пространственных конструкций можно расширить, используя в них фибробетон, при необходимости в сочетании с армированием стержневой, проволочной или канатной арматурой.

Применение фибробетона позволяет изготавливать тонкостенные пространственные конструкции сложной формы без стальных сеток и каркасов, существенно сократить трудозатраты на изготовление и монтаж, повысить их надежность и архитектурную выразительность.

В настоящее время в Советском Союзе проведены исследования, конструкторские и технологические разработки тонкостенных фибробетонных конструкций различного назначения: складчатых и ребристых плит покрытий, сферических и цилиндрических оболочек, равноскладчатых и объемных блоков, многослойных стеновых панелей, элементов несъемной опалубки для перекрытий многоэтажных зданий и др.

В НИИЖБ испытывают складчатые

панели покрытий для безрулонных кровель из сталефибробетона с комбинированным армированием, предлагаемых взамен аналогичных армоцементных. Конструкция опытных образцов панелей показана на рис. 1.

Панели изготавливали на специальном гибочном поддоне из мелкозернистого бетона и армировали фибровой и проволочной арматурой. Для дисперсного армирования применяли фибру длиной 50 мм, диаметром 0,5 мм из проволоки

общего назначения. Прочность фибровой арматуры $R_{\Phi}^{\Phi} = 591,8$ МПа, процент армирования по объему для всех образцов $\mu = 1\%$. Сосредоточенное армирование осуществлялось двумя или тремя стержнями проволоки Вр-II диаметром 5 мм с $\sigma_{0,2} = 1579,2$ МПа и $\sigma_{\Phi} = 1720$ МПа. Основные характеристики опытных образцов приведены в таблице.

№ образца	Предварительное напряжение, МПа, в стержнях по рис. 1			Призматическая прочность бетона, МПа	Прочность сталефибробетона, МПа	
	1	2	3		R_p^{Φ}	R_c^{Φ}
1	724	—	672	38,0	2,46	41,0
2	681	677	628	20,4	1,99	23,3
3	786	—	769	53,0	2,84	62,2

Панели на изгиб испытывали равномерно распределенной нагрузкой по схеме свободно опертой балки при пролете 6 м. Для обеспечения совместной работы бортов применяли металлические струбцины. Первые трещины с шириной раскрытия 0,005—0,01 мм появились в середине пролета при нагрузках 0,7—0,75 разрушающих и предшествующих относительных деформациях наиболее растянутых волокон $16 \cdot 10^{-5}$. При дальнейшем увеличении нагрузки со стороны опор образовывались новые трещины. Шаг трещин в момент разрушения составлял около 20 см, ширина их раскрытия — 1,5 мм при разрушении по сжатой зоне и 2,5—3 мм при разрушении по растянутой зоне из-за проскальзывания арматуры на опорах.

При разрушении образцов 1 и 2 по сжатой зоне бетона прогибы в момент разрушения составляли $1/89$ и $1/123$ пролета соответственно. В образце 3 при достижении арматурой Вр-II напряжений $\sigma_{0,02}$ началось продергивание арматуры. Разрушение произошло в результате полной потери сцепления арматуры со сталефибробетоном, сопровождаемой возникновением продольной трещины над арматурой. Сечение, по которому произошло разрушение, располагалось около $1/3$ пролета от опор. Одновременно разрушились оба борта в сечении.

Результаты сравнения опытных и теоретических значений несущей способности, вычисленных по рекомендациям НИИЖБ, ЛенЗНИИЭП и ЦНИИ промышленных зданий, показывают хорошую сходимость при расчете с учетом фактически замсранных напряжений и характеристик бетона. Это доказывает приемлемость принятой методики расчета. Эпюра напряжений в высоком борте принималась треугольной, так как напряжения сжатия соответствовали упругим деформациям сталефибробетона. Это

обусловлено своеобразием работы исследуемой конструкции.

Исследования сталефибробетонных пространственных конструкций были расширены и продолжены при изготовлении новых конструкций. Так, складчатая тонкостенная рама из сталефибробетона, исследованная в ЛенЗНИИЭП, является одновременно несущим и ограждающим элементом здания многоцелевого назначения для сельского строительства (рис. 2).

Рамные блоки собирают из тонкостенных элементов, трапециевидных по сечению. В жестких узлах рам элементы соединяют сваркой закладных деталей. Для изготовления сборных складчатых элементов использовали мелкозернистый бетон марки М300 и стальную фибру из проволоки диаметром 0,8 мм и длиной 75 мм, с содержанием в объеме 1,8%. Толщина сечений рамных панелей 18—25 мм. Швы между смежными рамами закрывают металлическими или сталефибробетонными нащельниками. Фундаментами рам служат забивные сваи из сталефибробетона сечением 150×150 мм длиной 2,5 м. Высокая морозостойкость и водонепроницаемость сталефибробетона позволили отказаться от гидроизоляционного покрытия элементов здания.

Складчатые элементы изготавливали на гибком поддоне в две стадии: сначала

формовали плоскую заготовку из сталефибробетона и затем сгибали ее до начала схватывания бетона.

Отдельно стоящую раму для проверки несущей способности испытывали на действие эксплуатационных нагрузок до разрушения. Испытания проводили по балочной схеме (расстояние между опорами 4,6 м) равномерно распределенной нагрузкой. Разрушение произошло при нагрузке 38 МПа, что в 1,7 раза превышает расчетную.

При испытании полурамы был принят тот же способ загрузки узла соединения элементов, что и для фрагмента. Загрузочные затяжки изготовляли из стержней диаметром 20 мм. Загрузку узла осуществляли до наступления текучести в затяжках. Соответствующему усилию в затяжках соответствовало значение отрицательного момента в узле — 31,9 Нм, что в два раза превышает его расчетное значение — 15 Нм. При осмотре конструкции в стадии максимального нагружения трещин или других признаков разрушения не обнаружено.

В ЛенЗНИИЭП с помощью вибропротилера формовали складчатые плиты размером 3×9 м с толщиной стенки 15—20 мм, предназначенные для объемных блоков, лифтовых шахт и санитарных блоков высотой в три этажа, а также для трехслойных стеновых панелей на

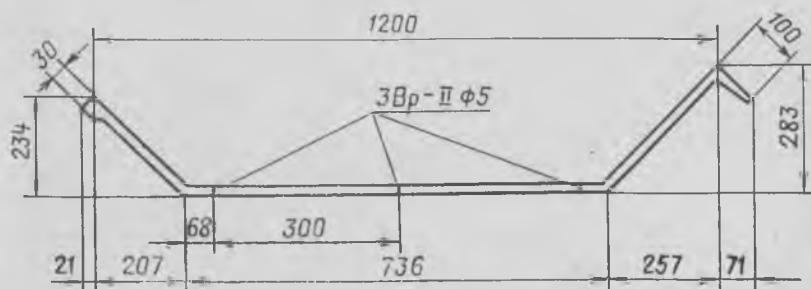


Рис. 1. Сечение опытной, комбинированно армированной складчатой панели из сталефибробетона
нумерация стержней — слева направо



Рис. 2. Складчатая тонкостенная рама из сталефибробетона

2—3 этажа. Из изготовленных плит был собран и испытан объемный блок трехэтажного здания с вертикальной разрезкой. Масса блока с перекрытиями составила 5,5 т. Результаты испытаний показали, что конструкция отвечает требованиям по прочности и трещиностойкости.

В НИИЖБ изучали свойства стеклофибробетона, а также исследовали прочность, жесткость и трещиностойкость изгибаемых стеклофибробетонных складчатых элементов. Прочностные и деформативные свойства стеклофибробетона определяли по специально разработанной методике применительно к тонкостенным пространственным конструкциям [1, 2].

Работу стеклофибробетона в изгибаемых конструкциях исследовали на образцах-складках открытого профиля длиной 2 м, высотой 18 см с толщиной стенки 1 см. Испытывали складчатые элементы двух серий: только из стеклофибробетона при $\mu=1,2$, 2 и 2,8%, а также из стеклофибробетона при указанном выше содержании фибр с комбинированным армированием проволоочной арматурой диаметром 4 мм класса В-1. Конструкция образцов показана на рис. 3. Образцы изготовляли по технологии и на базе АрмНИИС с применением специального спирально-шнекового смесителя и формующей установки.

Стеклофибробетон складчатых образцов имел призматическую прочность 32,5...46,5 МПа; прочность на осевое растяжение 4,37...5,09 МПа; модуль упругости при сжатии $(193...242) \cdot 10^3$ МПа.

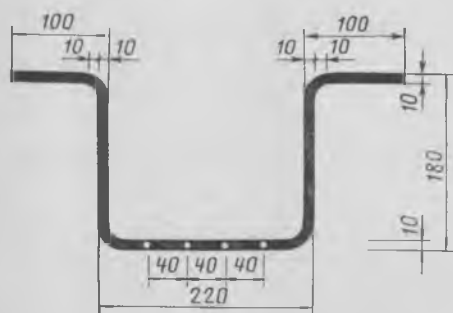


Рис. 3. Сечения опытных складчатых элементов

В качестве фибровой арматуры использовали отрезки комплексных нитей длиной 40 мм из щелочестойкого стекловолокна марки щ 15 жт, выпускаемого опытным заводом при Государственном институте стекла. Прочность стекловолокна в комплексной нити составляла 712—732 МПа. Стальная проволоочная арматура имела временное сопротивление растяжению 752 МПа и условный предел текучести 690 МПа. Матрицей стеклофибробетона служил мелко-

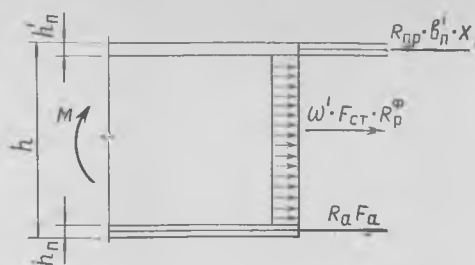


Рис. 4. Расчетная схема изгибаемых складчатых элементов с комбинированным армированием

зернистый бетон с крупностью песка не более 2,5 мм.

Результаты испытаний образцов показали, что стеклофибробетон обладает по сравнению с обычным бетоном повышенной растяжимостью. Первые трещины с шириной раскрытия 3—5 мкм в растянутой зоне изгибаемых образцов были обнаружены при относительных деформациях растяжения $(25...30) \cdot 10^{-5}$, при этом большие значения соответствуют большему наполнению фиброй.

Испытания складчатых элементов без комбинированного армирования показали, что их разрушение происходит по растянутой зоне в сечении с максимальным изгибающим моментом. С увеличением процента армирования прочность увеличивалась, и для образцов с $\mu=2,8\%$ на 30—40% выше, чем при $\mu=1,2\%$. В стадии, близкой к разрушению, эпюра напряжений в сжатой зоне близка к треугольной, а в растянутой занимает промежуточное между прямоугольной и трапецевидной в стенке. В растянутой полке — прямоугольная эпюра напряжений.

Для расчета прочности складчатых стеклофибробетонных элементов наиболее приемлемой является расчетная схема с заменой треугольной эпюры в сжатой зоне на прямоугольную. При ее использовании отклонение опытных значений разрушающих моментов от расчетных составило 0,3...3,4%.

В ходе исследований работы складчатых элементов с комбинированным армированием предварительно были испытаны на осевое растяжение образцы-плитки с комбинированным армированием, что позволило оценить совместную работу при растяжении стеклофибробетона и проволоочной арматуры. С учетом этих результатов выявилось, что прочность нормальных сечений комбинированно армированных элементов можно определять с применением расчетной схемы, представленной на рис. 4.

Вывод

Исследование работы тонкостенных конструкций из фибробетонов показало, что сочетание высоких физико-механи-

ческих свойств фибробетонов и их технологичности позволяет получать достаточно прочные, трещиностойкие, долговечные и экономичные по расходу материалов и трудоемкости строительные конструкции. Использование результатов исследований при проектировании позволит расширить номенклатуру фибробетонных конструкций для экспериментального применения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Хайдуков Г. К., Волков И. В., Карапетян А. Х. Методика определения физико-механических свойств фибробетонов. — В кн.: Оценка и обеспечение надежности и долговечности железобетонных конструкций зданий и сооружений промышленных предприятий при их реконструкции и восстановлении. — Челябинск, УДНТП, 1984.
2. Волков И. В., Карапетян А. Х. Особенности образования и развития трещин в стеклофибробетоне. — Экспресс-информация ВНИИС. — Строительные конструкции, вып. 2, 1985.

На ВДНХ СССР

Усиление несущих стен бетоносмесительного узла

Несущие стены бетоносмесительного узла, построенного из силикатного кирпича в 1953 г., за период эксплуатации пришли в аварийное состояние. Действие влажного воздуха и пара, проникающего из прилегающего формовочного цеха внутрь помещения, и попеременное замораживание и оттаивание его стен снаружи привело к выкрашиванию и разрушению кирпичной кладки, что могло вызвать остановку производства на длительный срок.

Завод ЖБИ № 5 совместно с институтом Моспроектстройиндустрия разработал проект усиления несущих стен до отметки 16,5 м без остановки бетоносмесительного узла и основного цеха.

Двухсторонние анкеры с помощью приваренных шайб устанавливали в просверленные в стене сквозные отверстия. К анкерам крепили арматурные сетки из стали диаметром 8 мм класса А-1 с шагом 150 мм. На выступающие резьбовые концы устанавливали металлическую опалубку и закрепляли ее гайками.

Устройство защитной «рубашки» толщиной 70 мм с обеих сторон производили из бетона марки М 200. После твердения бетона опалубку снимали и перемещали на следующий ярус, а выступающие концы анкеров обрезают.

Вся работа была проведена в течение 1 мес. За время реконструкции бетоносмесительного узла формовочный цех выпустил продукции на сумму 453 тыс. р.

С запросами обращаться по адресу: 109316, Москва, ул. Мельникова, д. 3. Завод ЖБИ № 5 Главмоспроектматериалов.

А. Д. ЛИБЕРМАН, Е. И. СТАКОВИЧЕНКО, М. А. ЯНКЕЛЕВИЧ, кандидаты техн. наук (НИИСК)

Пространственные покрытия в промышленном строительстве УССР

В промышленном строительстве УССР широко применяют эффективные пространственные железобетонные покрытия, возводимые из сборных элементов заводского изготовления Минпромстроем УССР, Минтяжстроем УССР и Укрторгстроем построено свыше 300 предприятий в Киевской, Черниговской, Житомирской, Львовской и других областях республики с применением таких покрытий.

Одним из недостатков существующих типовых решений сборных железобетонных конструкций массового применения является раздельная работа ферм и плит покрытий. Исследованиями НИИСК установлено, что плиты покрытия, имеющие между смежными гранями углы 5—8° и более, укладываемые по фермам сегментного очертания, работают по пространственной схеме как складчатая конструкция. Это позволяет облегчить конструкцию, уменьшить расход стали и снизить марки бетона. В статическом отношении эти конструкции представляют собой короткие цилиндрические оболочки (призматические складки) [1].

Возведены здания с пролетами 18...36 м с шагом ферм-диафрагм 6 и 12 м. Пространственная работа сборных элементов в покрытии обеспечивается сваркой закладных деталей на монтаже и замоноличиванием швов бетоном марки М 200. Сдвигающие усилия воспринимаются шпонками, расположенными на ребрах плит и поверхности верхнего пояса ферм, а распор — сварными деталями у опорных узлов ферм.

По этой схеме разработаны, исследованы и внедрены в строительство три варианта сборно-монолитных складчатых покрытий: с сеткой колонн 18×12 и 24×12 м, бортовыми элементами длиной 12 м и плитами 3×12 м; с сеткой колонн 18×12, 24×12, 30×12 и 36×12 м со сталежелезобетонными арками-диафрагмами и плитами 3×12 м; с сеткой колонн 18×6, 18×12, 24×6 и 24×12 м с железобетонными диафрагмами и плитами 3×6 и 3×12 м без бортовых элементов. Для создания складчатого очертания покрытия в некоторых узлах типовых ферм устраивают невысокие бетонные столбики (2—4 шт.), формируемые вместе с изделием. При рациональном

очертании поверхности ферм столбики можно не устанавливать.

Разработана методика расчета складчатых покрытий в стадии предельного равновесия и проведены экспериментальные исследования натуральных фрагментов с плитами размером 3×6 м из тяжелого и легкого бетонов. Испытаниями установлено, что прогибы продольных ребер плит высотой 200 мм из тяжелого бетона для условий УССР (нормативная нагрузка 350 кгс/м²) не превышают $\frac{1}{4000}$, а из легкого бетона $\frac{1}{2000}$ пролета. Прогиб поперечных ребер (при шаге 2 м) равен $\frac{1}{1000}$ пролета ребра, а полки толщиной 30 мм — $\frac{1}{800}$ пролета. Разрушение опытных фрагментов происходит по «конвертной» схеме излома, которая соответствует учитываемой в методике расчета.

При использовании складчатых покрытий с плитами размером 3×6×0,2 м на строительстве двух зданий Киевской картонной фабрики площадью 30 тыс. м² масса их снижена на 11%, расход стали на 7%, суммарные трудозатраты на 10%, приведенные на 8%.

Замоноличивание швов между элементами покрытия (на высоту 15 см) повышает жесткость конструкции и улучшает условия ее эксплуатации при наличии скрытых дефектов в бетоне или местных перегрузках. Расход монолитного бетона не превышает 0,5—1,0 см на 1 м² покрытия.

Сборные ребристые плиты проектируют из условий двух стадий работы: как отдельной конструкции в стадии изготовления, транспортирования и монтажа и в стадии эксплуатации — в составе покрытия.

При проектировании плит учитываются особенности их пространственной работы с использованием разработанных в НИИСК программ [2]. При подборе арматуры для полки плит можно учитывать влияние распора, что позволяет снизить расход стали на 30—40%. Особенностью складчатых покрытий является их универсальность, взаимозаменяемость с типовыми разрезными конструкциями и возможность применения плит разного типа. При сохранении опалубочных размеров типовых плит достигается

экономия 10—15% стали, или 1—1,5 кг/м² производственной площади. Одновременно допускается понижение марки бетона на 50—100 кгс/м², что позволяет снизить расход цемента на 4—5 кг/м² площади. Допускается устройство зенитных и светоаэрационных фонарей, крышных вентиляторов, применение комплексной и легкобросываемой кровли, а также подъемно-транспортного оборудования.

Для зданий с подвесным транспортом грузоподъемностью до 5 т включительно используют складчатые покрытия с шагом 12 м и плитами 3×12×0,45 м. В этом случае пути подвешенного транспорта проектируют облегченными с подвеской через 6 м непосредственно к плитам покрытия (в четвертях пролета). По сравнению с путями длиной 12 м экономится прокатный металл до 4—5 кг/м² без увеличения расхода стали на плиты покрытия [3].

Натурные испытания фрагмента складчатого покрытия с сеткой колонн 24×12 м проводили при одновременном воздействии распределенных и сосредоточенных нагрузок от подвешенного транспорта грузоподъемностью 3,2 т (по два груза на нитке пути). При этом максимальный суммарный прогиб не превышал $\frac{1}{700}$, от крановой нагрузки $\frac{1}{1260}$ пролета (9,5 мм). Разность прогибов ребер плит от двух грузов на одной нитке пути составила 2,1 мм (уклон пути 0,3%). Приведенные данные характеризуют надежность эксплуатации рассматриваемых покрытий, получивших применение в городах УССР (рис. 1). Облегченные складчатые покрытия с сеткой колонн 18×6 м применены в КиргССР для района с сейсмичностью 8 баллов. Покрытия с сеткой 24×12 м с подвесным транспортом грузоподъемностью 2,2 тс использовали в Гомеле БССР. Покрытия с сеткой колонн 24×12 м с конструкциями из керамзитобетона марок М 300—400 внедрены при строительстве троллейбусного депо в Минске.

Большепролетные пространственные покрытия со сталежелезобетонными диафрагмами и облегченными плитами размером 3×12×0,36 м возведены в Киевской и Черниговской областях УССР при



Рис. 1. Складчатое покрытие с сеткой колонн 24×12 м с прикрепленным к плитам покрытия подвесным транспортом

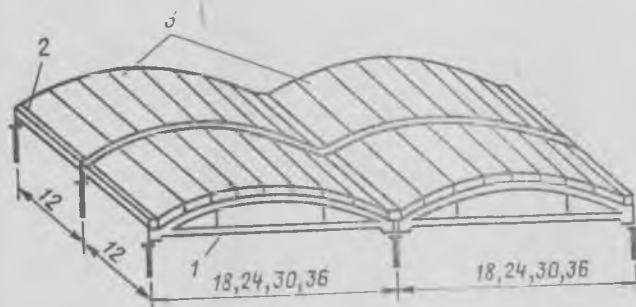


Рис. 2. Сборно-монолитное покрытие со сталежелезобетонными арками-диафрагмами

1 — арка-диафрагма; 2 — бортовой элемент; 3 — плита покрытия 3×12 м

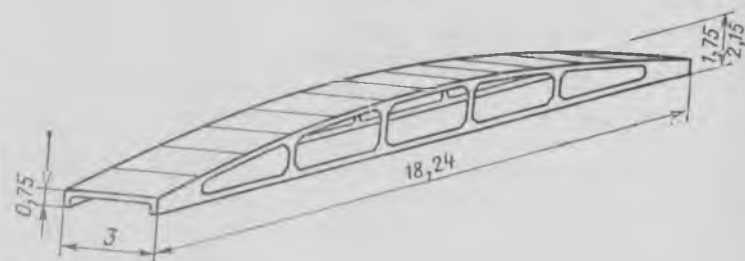


Рис. 3. Панель-оболочка на пролет КСО

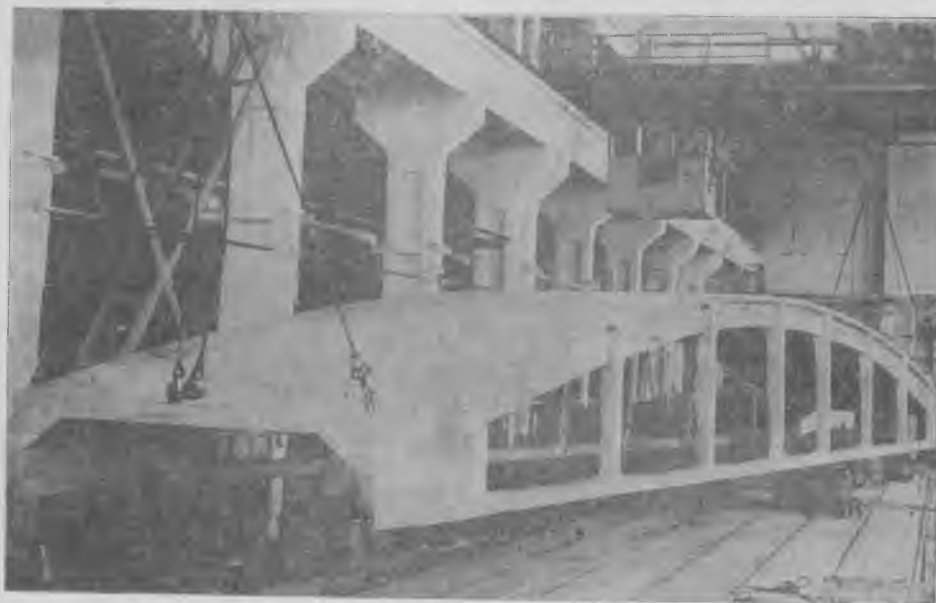


Рис. 4. Панель-оболочка КСО размером 3×24 м (ЭКБ НИИСК)

строительстве промышленных и складских зданий на площади около 150 тыс. м^2 . Особенностью их решения является применение комбинированной конструкции арок-диафрагм пролетом до 36 м, верхний пояс которых состоит из железобетонных элементов длиной до 12 м из бетона марок М 500—600, а нижний пояс и подвески — стальные (рис. 2).

Арки массой 14 т собирают на горизонтальном кондукторе в зоне действия крана. При сборке нижнему поясу арки придается строительный подъем 120 мм, равный прогибу конструкции от постоянной нагрузки.

Монтажные подкосы арки убирают после монтажа плит и замоноличивания покрытия. По сравнению со стальными фермами и типовыми железобетонными плитами в применяемой конструкции снижается масса на 13, расход стали на 47 (около 20 кг на 1 м^2 площади); трудозатраты на 30, приведенные затраты на 20%.

К крупноразмерным пространственным элементам покрытий, получившим применение в СССР при возведении производственных зданий, следует отнести панели-оболочки на пролет типа КЖС и КСО.

Производственным объединением Киевжелезобетон и строительно-монтажными трестами Минпромстроя СССР освоено изготовление и монтаж предложенных НИИЖБ покрытий типа КЖС.

В Киеве и Киевской обл. возведено около 60 тыс. м^2 покрытий из панелей КЖС размером 3×18 м, в том числе корпус киностудии им. Довженко, завод безалкогольных напитков на Оболони и др.

Дальнейшим развитием складчатых покрытий явились панели-оболочки на пролет типа КСО (крупнопанельная складчатая оболочка), отличающиеся тем, что образующие конструкцию ребра

запроектированы оквзовыми — в виде безраскосных арочных диафрагм, соединенных поверху гладкой тонкостенной плитой толщиной 30 мм (рис. 3). Высота контурных ферм определена возможностью использования межферменного пространства для пропуска коммуникаций — вдоль цеха высотой 1,2—1,6 м и из пролета в пролет до 0,6 м. Так, высота в коньке панели КСО размером 3×18 м — 1700 мм, а панели 3×24 м — 2150 мм. Высота на опоре обеих панелей 750 мм.

Панели-оболочки КСО, как и КЖС, опираются на балки длиной 6—12 м (в зависимости от шага колонн) или подстропильные фермы пролетом 12 м с горизонтальным нижним поясом. Существует несколько типов подстропильных ферм, разработанных Промстройпроектом с участием НИИЖБ и НИИСК. В Днепропетровске и Севастополе применяют шпренгельные фермы треугольного очертания с раздельным напряжением панелей нижнего пояса. В НИИСК разработана оснастка и технология изготовления этих ферм.

Уклон поверхности кровли панели 0,5° (в середине) и 12° (у опоры). Шаг стоек, выполняющих функции подвесок, 3 м. Нижний пояс диафрагм имеет постоянное сечение (120×140 мм), а стойки — переменное (уклон 1:25) для облегчения съема изделия с формы. Верхний пояс диафрагм имеет переменное сечение с увеличением высоты от конька к опорному узлу.

При расчете прочности панелей-оболочек пространственную конструкцию условно расчленили на элементы: арочные диафрагмы, вуютую полку и торцевые ребра. Каждый элемент рассчитывали методами предельного равновесия.

Рабочие чертежи панелей-оболочек КСО размерами 3×18 и 3×24 м разработаны Киевским Промстройпроектом и НИИСК под расчетные нагрузки 450—850 кгс/м² (серия КП-206). Панели с проемами в полке для фонарей разных типов испытывали на действие распределенных и сосредоточенных нагрузок от подвесного транспорта, прикрепляемого непосредственно к узлам нижнего пояса в местах примыкания стоек-подвесок. Истощение несущей способности конструкции происходило при отношении разрушающей нагрузки к расчетной 1,4—1,6. При нормативной нагрузке прогибы панелей находились в пределах $1/1400$ — $1/1600$ пролета. Ширина раскрытия трещин в нижнем поясе достигала 0,1—0,15 мм.

Панели КСО испытывали также на транспортабельность по дорогам различного назначения со скоростью передвижения до 60 км/ч. Разработаны конст-

рукции транспортных средств для изделий длиной 18 и 24 м.

В зависимости от района строительства, пролета и нагрузок в панелях КСО используют бетон марок М 300—500. В качестве арматуры нижнего пояса применяют один стержень диаметром 22—32 мм из стали классов А-IIIв, Ат-V и др., верхнего пояса и стоек — диаметром 12—25 мм — класса А-III. Арматурой полки служит сетка из проволоки Вр-I с шагом 100...200 мм (рис. 4).

Разработаны технология производства и конструкция металлической оснастки для панелей-оболочек КСО 3×24 м с передачей натяжений на форму. Панели изготавливают в вертикальном положении с последовательным бетонированием нижнего пояса, стоек, полки и опорных узлов конструкции. По опытным партиям конструкций установлено, что при введении пластифицирующих добавок формирование производится легко. Продолжительность бетонирования одного изделия составляет 3—4 ч, а весь период изготовления — 24—36 ч. Твердение бетона происходит с помощью пропускаемого во внутреннюю полость опалубки и под полиэтиленовую пленку или брезент, находящиеся сверху, пара.

Масса панели-оболочки размером 3×18 м — 10,8 т, 3×24 м — 14 т. На киевском заводе «Вулкан» смонтировано покрытие из панелей КСО размером 3×18 м, изготовленных на экспериментальной базе НИИСКА.

На Броварском заводе создается полигон для изготовления панелей КСО размером 3×24 м для объектов экспериментального строительства Минпромстроя УССР в Броварах и Иванкове. На Белгородском заводе ЖБИ освоено изготовление таких панелей для объектов ПО Центротяжстрой.

По сравнению с традиционными конструкциями из стропильных ферм и плит в покрытиях с применением панелей КСО снижаются масса и расход бетона на 15—20%, стали на 20—25%, трудозатраты на монтаже на 30% при общем сокращении числа элементов в 2,5—3 раза.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Руководство по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий. — М., 1979.
2. Янкевич М. А. Оптимизация плит покрытий и перекрытий с помощью ЭВМ. — Промышленное строительство и инженерные сооружения, 1980, № 4.
3. Методические рекомендации по проектированию железобетонных призматических складок покрытий с подвесным транспортом. — Киев, 1982.

УДК 624.074.4

А. М. ЛЮДКОВСКИЙ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Натурные испытания оболочек покрытий

Натурные испытания большепролетных пространственных покрытий проводят, как правило, при строительстве уникальных и особо ответственных зданий. Испытывают также головные образцы конструкций массового применения. Задачи испытаний и способы их проведения зависят от особенностей конструкции строящегося здания и возможностей организаций, участвующих в работах.

Испытания можно разделить на два вида: испытания конструкций нового типа с полным объемом изучения напряженно-деформированного состояния и испытания для контроля и определения качества изготовления конструкций, особенности работы которых уже известны.

Рассмотрим характерные примеры. Уникальное покрытие Центрального рынка в Минске в виде сборной железобетонной оболочки положительной кривизны из легкого бетона размером в плане 103×103 м испытывали в процессе натяжения арматуры контура и при опускании монтажных лесов. К первому виду относятся также испытания типовых оболочек покрытий промзданий с шагом колонн 18×24 м со светоаэрационными фонарями и подвесным транспортом, которые проводили в Новгороде с загрузкой всей конструкции проектными сочетаниями равномерно распределенной и сосредоточенных нагрузок. Испытания купола цирка в Костроме рассматривались как приемочные, с загрузкой отдельных узлов после отделочных работ. Во всех рассмотренных случаях есть и общая цель испытания — определение фактической деформативности оболочек.

Действительные параметры натуральных сооружений определяют следующими способами: геометрические параметры — путем натуральных обмеров и геодезической съемки, физико-механические характеристики отдельных элементов — по стандартным образцам либо неразрушающими методами. Фактические деформативные характеристики железобетонных оболочек определяют с учетом совместности работы сборных элементов, швов между ними,

сварных узлов. Аналогичные сложности существуют и при определении деформативности массивных монолитных оболочек, например, защитных оболочек АЭС или сооружений для добычи полезных ископаемых на шельфах.

Действительный модуль деформации можно определить путем сравнения данных испытаний в упругой стадии с результатами расчета. При этом прогибы оболочки и ее модуль деформации связаны линейной зависимостью.

Под действительным модулем деформации подразумевается модуль деформации натурной конструкции, обуславливающий ее прогибы при наличии усадочных трещин и особенностей, связанных с наличием швов между сборными элементами. Зная действительный модуль деформации поля оболочки, можно оценить ее деформативность по сравнению с проектом, проверить устойчивость и найти несущую способность, пользуясь известными методами расчета.

Деформативные характеристики железобетонных оболочек покрытий можно определять неразрушающими способами. Рассмотрим метод локальных нагружений. Испытания проводят в упругой стадии. Наиболее просты в организации и проведении испытания оболочек статическими локальными нагрузками и динамические испытания вибростанциями. В обоих случаях прогибы определяют в зоне приложения нагрузки и по ним находят действительный модуль деформации.

Действие статической сосредоточенной нагрузки характеризуется ярко выраженными локальными эффектами, что позволяет применить сравнительно несложную методику испытаний. Однако на основе экспериментальной проверки отдельных зон поля оболочек нельзя оценить несущую способность оболочки в целом, а также проверить возможность хрупкого разрушения.

Прогибы оболочки 18×24 м при нагрузке 80 кН составили 0,4 см. Полученное расчетное значение действительного модуля деформации, соответствующее опытному значению прогибов, равно 17 700 МПа, что на 35% ниже начального модуля деформаций (27 200 МПа), отвечающего кубиковой прочности бетона плит (33 МПа). Расчетные значения прогибов найдены по [1].

Прогибы купола при нагрузке 90 кН составили 0,26 см. Расчетный действительный модуль деформации конструкции равен 34 200 МПа при средней кубиковой прочности бетона 40,7 МПа. Расхождение действительного и нормируемого модуля деформации в этом случае составило 12,3%.

На практике оболочки не всегда рассчитывают на действие сосредоточенной нагрузки, поэтому необходимо разработать достаточно точные и простые методики расчета прогибов оболочек в упругой стадии при действии сосредоточенной нагрузки. В качестве примера рассматривается методика определения упругих прогибов гладкой оболочки при действии сосредоточенной нагрузки.

Предлагаемая методика расчета разбивает решение [2] с использованием аналогии работы пологой оболочки и плиты на упругом основании. Решение [2] положено в основу разработанной методики после сопоставления экспериментальных данных с расчетными по различным методикам (см. рисунок). Наиболее хорошую сходимость с данными эксперимента дают расчеты по [2]. Оценка нормальных сил в оболочках представляет особый интерес в связи с тем, что используется аналогия работы гладкой оболочки и плиты на упругом винклеровом основании, а нормальные силы в расчетной модели плиты на таком основании не учитываются.

Прогибы оболочек (до появления трещин) складываются из трех компонентов:

$$W = W_M + W_N + W_F, \quad (1)$$

где W_M — прогиб от моментной группы усилий, W_N — прогиб от обжатия поля оболочки, W_F — прогиб от изменения формы поверхности оболочки в зоне действия сосредоточенной нагрузки, в первом приближении его можно не учитывать. Принципы определения W_N и W_F аналогичны [1].

Жесткость упругого основания, эквивалентного упругому отпору оболочки, зависит не только от модуля деформации (для простоты коэффициентом поперечных деформаций пренебрегаем) и геометрических параметров, но и от граничных условий и размеров оболочки.

Для сферической оболочки с краями, закрепленными от тангенциальных смещений, жесткость упругого основания:

$$\bar{K} = 2 E h / R^2, \quad (2)$$

а для оболочки с тангенциально подвижными краями

$$\bar{\bar{K}} = E h / R^2, \quad (3)$$

где E — модуль деформации, R и h — радиус и толщина оболочки.

Линейной характеристикой оболочки является коэффициент, входящий в дифференциальное уравнение равновесия, который характеризует распределение параметров напряженно-деформированного состояния. Линейную характеристику гладкой оболочки можно представить в той же форме, что и для плиты на упругом основании:

$$I = \sqrt[4]{D/K}, \quad (4)$$

где $D = E h / 12 (1 - \nu^2)$ — цилиндрическая жесткость; K — жесткость упругого основания.

С учетом зависимостей (2) и (3) выражение для линейной характеристики запишется следующим образом:

$$\bar{I} = 0,452 \sqrt{R h}; \quad \bar{\bar{I}} = 0,537 \sqrt{R h}. \quad (5)$$

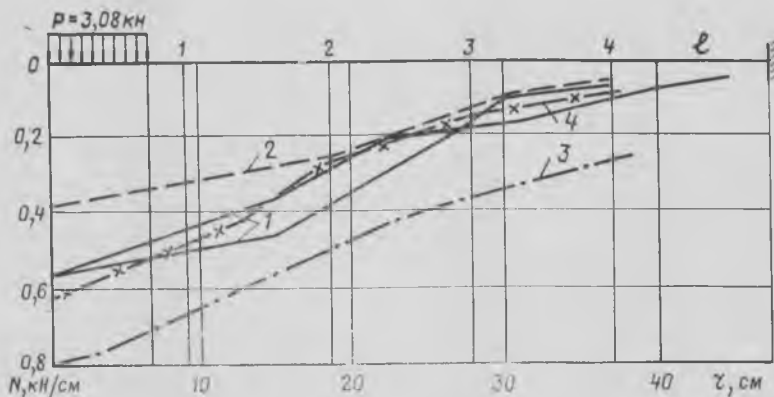
Влиянием граничных условий на оболочку при действии сосредоточенной нагрузки можно пренебречь, если нагрузка удалена от края на расстояние.

$$\bar{r}_1 = 3 \sqrt{R h}; \quad \bar{\bar{r}}_1 = 2 \sqrt{R h}, \quad (6)$$

причем $\bar{r}_1$ — соответствует оболочке с несмещаемыми краями, а $\bar{\bar{r}}_1$ — с тангенциально подвижными.

Прогибы оболочки от моментных составляющих усилий можно найти по известной зависимости для прогибов плиты на винклеровом основании:

$$W = P I^2 / 8 D. \quad (7)$$



Нормальные силы радиального направления в поле гладких оболочек, нагруженных сосредоточенной нагрузкой
1 — опыт [3]; 2 — расчет по [1]; 3 — расчет по [5]; 4 — расчет по [2]

С учетом граничных условий:

$$\begin{aligned}\bar{W}_M &= 0,306 P R/E h^2; \\ \bar{W}_M &= 0,433 P R/E h^2.\end{aligned}\quad (8)$$

Прогибы от нормальных сил, возникающих в поле оболочки, определяют разностью начальной стрелы подъема оболочки f_0 и стрелы подъема оболочки после укорочения оси от действия нормальных сил f_1 [1]:

$$W_N = f_0 - f_1. \quad (9)$$

Деформации оболочки рассматриваются на участке, ограниченном нулевыми прогибами, с радиусом:

$$r_0 = r_n + 3,92 l, \quad (10)$$

где r_n — радиус загруженной площади.

Укорочение оси участка оболочки, соответствующего r_0 , при этом равно:

$$\Delta = \frac{N_0}{E h} (r_n + 2,155 l), \quad (11)$$

где N_0 — нормальные силы в оболочке в центре загруженной площади.

Выражение (11) получено численным интегрированием функции нормальных

сил в пределах зоны оболочки, ограниченной нулевыми прогибами.

Линеаризация зависимости для нормальных сил при действии сосредоточенной нагрузки [2] дает выражение:

$$N_0 = \frac{P (0,214 - 0,052 r_n/l)}{h}. \quad (12)$$

Нормальные силы приводят к изменениям метрики оболочки и, следовательно, предопределяют нелинейный характер нарастания прогибов полргой оболочки при действии сосредоточенной нагрузки. При низких уровнях нагрузки опытные зависимости нагрузка — прогиб близки линейным. Однако до появления трещин нелинейность работы оболочки практически не проявляется.

Выводы

Определение действительных деформативных характеристик оболочек экспериментальным путем целесообразно проводить методом локальных нагружений. Для оценки расчетных прогибов и действительного модуля деформации сравниваются прогибы, полученные опытным путем и расчетным.

Выявленная разница начального модуля упругости бетона и действительно го модуля деформации железобетонных конструкций свидетельствует о необходимости более детального исследования действительных свойств натуральных оболочек в сравнении с расчетными моделями.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Шугаев В. В., Людковский А. М. Исследование деформированного состояния ребристых железобетонных оболочек при действии сосредоточенной нагрузки. — В кн.: Исследования и расчеты прочности пространственных покрытий. — М.: НИИЖБ, 1979.
2. Тимошенко С. П., Войновский-Кригер С. Пластинки и оболочки. — М.: «Наука», 1966.
3. Людковский А. М., Кудряшов С. Ю., Околичный В. Н. Экспериментально-теоретические исследования гладких железобетонных оболочек положительной гауссовой кривизны прямоугольных в плане при действии сосредоточенной нагрузки. — Сборник ВНИИИС, серия 10, вып. 12, № 3526, 1982.
4. Ручимский М. Н. К расчету конических и пологих сферических оболочек при осесимметричном нагружении. — М.: Стройиздат, 1958.
5. Жуков Е. Е. Расчет гладких пологих оболочек положительной гауссовой кривизны на сосредоточенные нагрузки. — В кн.: Практические методы расчета оболочек и складок покрытий. Труды ЦНИИСК. — М.: Стройиздат, 1970.

УДК 624.074.4

Р. Н. МАЦЕЛИНСКИЙ, д-р техн. наук, Л. С. СПАННУТ, канд. техн. наук (НИИЖБ);
Ф. Г. РУХЛИН, инж. (Карагандаоргтяжстрой)

Совместная работа панелей-оболочек КЖС и балок подвесных крановых путей

Основой расчета покрытия из панелей-оболочек КЖС, предназначенного для применения в здании с подвесными кранами грузоподъемностью до 50 кН, является определение нагрузок от подвесных кранов на каждую панель. Возможные схемы нагружения и теоретическое решение этой задачи приведены в работах [1, 2]. Здесь связь между опорными давлениями балок подвесных крановых путей и вертикальными перемещениями продольных ребер панелей КЖС принята нелинейной и расчетные нагрузки определяются при одновременном учете распределенных нагрузок от покрытия и снега и сосредоточенных нагрузок от кранов.

С целью использования резервов метода [1, 2] и уточнения фактического распределения нагрузок на панели КЖС в составе покрытия и разработки под-

хода к расчету покрытия по предельному состоянию в Караганде был осуществлен крупномасштабный эксперимент. Панели-оболочки КЖС размером 3×24 м установили на колонны высотой 2,25 м, к верхним поясам панелей были подвешены неразрезные балки подвесных крановых путей из двутавра № 30М по ГОСТ 5157—53 (рис. 1). При помощи распределительного устройства и системы тяг и рычагов имитировалось нагружение покрытия размером 18×24 м равномерно распределенной нагрузкой и сосредоточенными силами от действия четырех сближенных однопролетных кранов грузоподъемностью 32 кН (по 2 крана на каждой колее) (рис. 2). Нагружение осуществляли как при незамоноличенных, так и при замоноличенных швах между панелями КЖС. Величину нагрузки, создаваемой

гидравлическими домкратами, определяли по тарировочным кривым, вертикальные перемещения отдельных точек покрытия измеряли при помощи прогибомеров с ценой деления 0,1 мм. Все панели до установки в покрытие были взвешены при помощи динамометров, так что нагрузка от собственного веса панелей была учтена в составе общих испытательных нагрузок, в результате которых панели-оболочки были доведены до предельного состояния.

Диаграмма вертикальных перемещений продольных ребер панелей КЖС приведена на рис. 3. На ней нанесены перемещения средин продольных ребер, полученные как среднее из двух измеренных перемещений точек, находящихся на расстоянии 1,3 м от середины каждого ребра. Показаны величины перемещений на этапах, соответствующих



Рис. 5. Интерьер промышленного здания с покрытием из панелей-оболочек КЖС, несущих подвесной кран

нормативному и расчетному сочетаниям распределенных и сосредоточенных нагрузок, и на этапе, предшествовавшему разрушению.

При обработке результатов эксперимента на всех этапах нагружения по измеренным прогибам были вычислены напряжения в балках подвесных крановых путей, которые даже при максимальных нагрузках не превышали расчетных сопротивлений проката для двутавра № 30М и составляли $\sigma_{\text{д}} = 129$ МПа. Это позволило определять изгибающие моменты и опорные реакции неразрезных балок по закономерностям линейной строительной механики. Главная задача заключалась в определении опорных реакций в местах крепления балок к панелям-оболочкам по известным из эксперимента осадкам опор. Принимая осадку крайних опор каждой из двух наиболее нагруженных балок за нуль, по фактическим данным вычисляли прогибы каждой опоры относительно нуля. Затем осредняли осадки опор, симметричных относительно центральной, составляли систему уравнений для изгибающих моментов и вычисляли сначала изгибающие моменты на всех опорах, а затем опорные реакции. Эпюра изгибающих моментов и величины реакций на опорах для последнего этапа нагружения приведены на рис. 4. Отношение наибольшей реакции на опоре к действующей на данном этапе силе было названо коэффициентом распределения крановых нагрузок r [2]. При действии равномерно распределенных нагрузок $q = 4,66$ и $5,13$ кН/м² (включая собственный вес панелей) и сосредоточенных сил $P_1 = 21,33$ и $26,13$ кН; что соответствовало в эксперименте сочетанию нагрузок меньше или больше расчетного, были подсчитаны коэффициенты $r_1 = 1,08$ и $r_2 = 1,21$. По интерполяции для расчетного сочетания нагрузок можно принять $r = 0,5(r_1 + r_2) = 1,15$, тогда как при расчете по методике [2] $r = 1,5$. При

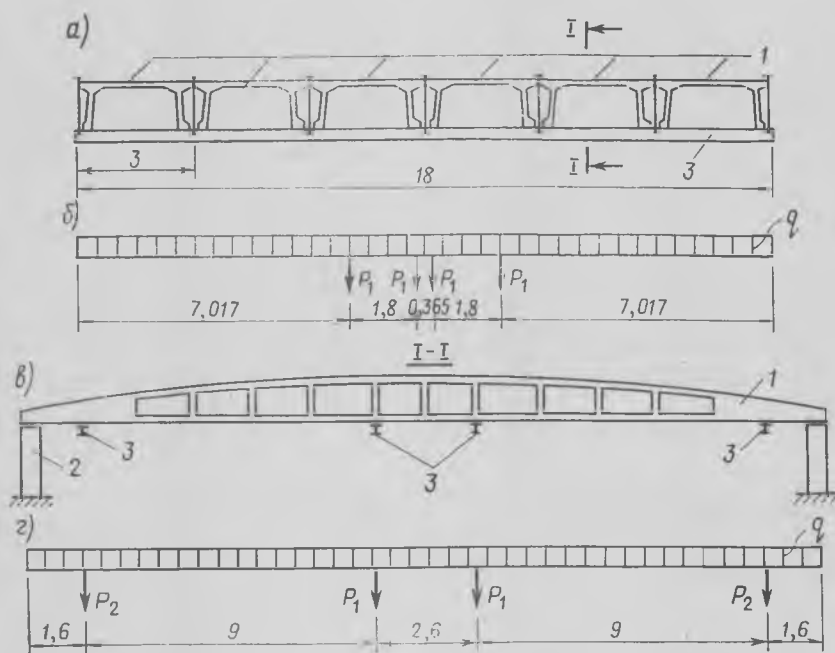


Рис. 2. Продольный (а) и поперечный (б) разрезы покрытия из панелей-оболочек КЖС и схемы его нагружения

б — схема нагружения панелей равномерно распределенной нагрузкой и балок сосредоточенными силами; в — схема нагружения панелей и балок; 1 — панели-оболочки КЖС; 2 — колонны; 3 — балки подвесных крановых путей

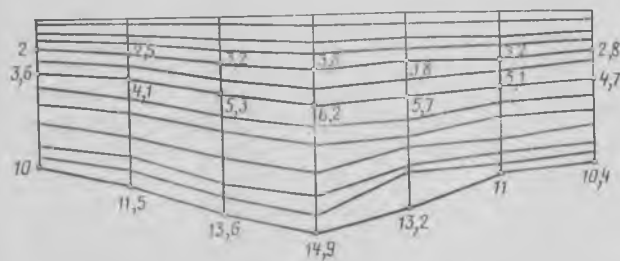


Рис. 3. Диаграмма вертикальных перемещений средин продольных ребер-диафрагм панелей-оболочек КЖС на различных этапах нагружения

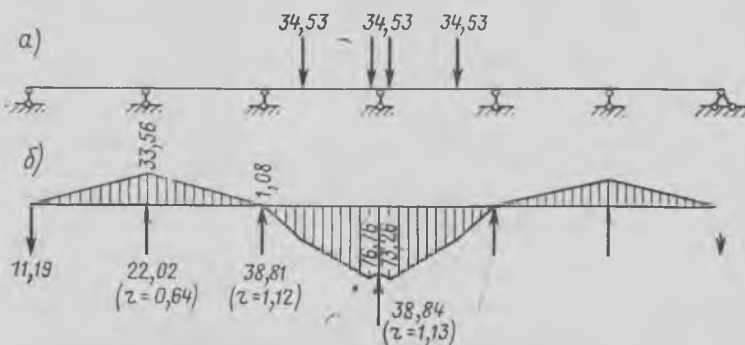


Рис. 4. Схема нагружения балки подвесного кранового пути (а) и эпюра изгибающих моментов и реакции опор (б)



Рис. 1. Испытание покрытия из панелей-оболочек КЖС с балками подвесных крановых путей

действии максимальных в эксперименте нагрузок $q=7,23 \text{ кН/м}^2$ и $P_1=34,53 \text{ кН}$ величина этого коэффициента уменьшилась до $r=1,13$.

Поскольку в момент разрушения в средних панелях-оболочках КЖС арматура продольных ребер-диафрагм была близка к текучести, можно представить предельное состояние с помощью уравнения

$$M_{qt} + r M_{pt} = z F_a \sigma_{T,} \quad (1)$$

где M_{qt} — изгибающий момент в панели-оболочке от равномерно распределенной нагрузки в начале текучести рабочей арматуры ребер-диафрагм; M_{pt} — то же, от давления одной тележки подвесного крана; z — плечо внутренней пары сил в сечении, где усилие в арматуре панелей максимальное. F_a — площадь сечения рабочей арматуры обих ребер-диафрагм панели-оболочки, σ_T — фактический предел текучести рабочей арматуры ребер.

Для определения предела текучести арматуры ребер-диафрагм панелей КЖС после окончания эксперимента из малонагруженных участков арматурных стержней были вырезаны отрезки длиной 0,6 м, которые подвергли стандартным испытаниям на разрыв. Во всех панелях применяли арматуру $\varnothing 40\text{А-IIIв}$, упрочненную вытяжкой с контролем напряжений и удлинений. Средний предел текучести при испытании 19 стержней оказался равным: $\sigma_T^{cp} = 635,8 \text{ МПа}$, а средняя площадь одного стержня после упрочнения $F_a^{cp} = 12,14 \text{ см}^2$. Учитывая, что наиболее опасное сечение при расчете арматуры ребер-диафрагм находится в месте приложения наибольшей сосредоточенной силы P_1 , определяем $z=1,211 \text{ м}$ и находим

$$r = \frac{z F_a \sigma_T - M_{at}}{M_{pt}} \quad (2)$$

Подставляя F_a^{cp} и σ_T^{cp} в формулу (2), получаем при действии максимальной нагрузки $q=7,23 \text{ кН/м}^2$, $P_2=3,25$ и $P_1=34,53 \text{ кН}$ $r=1,15$; что свидетельствует о достаточном совпадении результатов двух независимых расчетов, основанных на экспериментальных данных. Распространяя с некоторым приближением методику определения r по формуле (2) на расчетное сочетание нагрузок и заменяя σ_T на R_a , получаем $r=1,19$.

В ходе экспериментов покрытия не пытались по схеме, имитирующей приближение подвесных кранов с грузами к торцу здания или к температурному шву. Результаты свидетельствовали о необходимости увеличения коэффициента распределения крановых нагрузок. В связи с этим величину этого коэффициента в случае приближения подвесного крана к торцевой стене или температурному шву определили расчетом, учитывающим наличие концевых упоров на балках крановых путей и передающей на крайнюю панель дополнительной крановой нагрузки. На основании выполненных расчетов и экспериментальных данных имеется возможность для снижения коэффициента распределения крановых нагрузок при совместной работе балок крановых путей с панелями-оболочками КЖС размером $3 \times 24 \text{ м}$. Минимальная рекомендуемая величина $r=1,33$. Это позволяет снизить расход материалов и стоимость панелей-оболочек КЖС в зданиях, оборудованных подвесными кранами. При этом панели-оболочки, примыкающие к торцевой стене и к поперечному температурному шву, должны быть усилены таким образом, чтобы помимо нагрузок от покрытия и снега, они могли воспринимать не менее половины нагрузок от всех кранов, расположенных

по два на каждой колее. Иначе говоря, эти панели-оболочки рекомендуется рассчитывать на крановые нагрузки по [2] при $r=2$. При этом на концах балок крановых путей, примыкающих к торцевой стене, должны быть установлены концевые упоры, ограничивающие приближение кранов к ней и исключающие возможность перегрузки крайних ребер панелей КЖС. Расстояние T от торцевой стены до этих упоров должно быть: $T \geq 3250 - 0,5B - a$, но не менее 500 мм, где B и a — размеры кранов по ширине согласно ГОСТ 7890—73. Концы балок крановых путей, примыкающих к поперечному температурному шву, необходимо стыковать между собой так, чтобы была обеспечена подвижность вдоль балок и возможность передачи поперечной силы от крановых нагрузок с балки на балку через температурный шов.

Интерьер промышленного здания с покрытием из панелей КЖС, несущим подвесной кран, показан на рис. 5.

Выводы

При нагружении покрытия из панелей-оболочек КЖС подвесными кранами по ГОСТ 7890—73 грузоподъемностью до 50 кН и расположением по 2 крана на каждой колее можно с достаточной степенью надежности считать, что крановые нагрузки передаются на 3 средние или 2 крайние панели-оболочки.

Изложенные результаты исследования позволяют получить дополнительную экономию при проектировании и строительстве покрытий из панелей-оболочек КЖС.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Мацилинский Р. П. Расчет систем, составленных из панелей-оболочек КЖС. — Строительная механика и расчет сооружений. 1977. № 3.
2. Руководство по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий. — М.: Стройиздат, 1979.

А. Н. ТЕТИОР, А. А. РУБЕЛЬ, кандидаты техн. наук (Симферопольский филиал Днепропетровского инженерно-строительного ин-та); В. И. РЕДЬКИН, инж. (Запорожский индустриальный ин-т)

Проектирование и применение фундаментов и подпорных стен в форме оболочек

За последние годы в практику строительства внедрены принципиально новые железобетонные конструкции фундаментов и подпорных стен с применением оболочек. Применение пространственных конструкций (оболочек, мембран, структур) в фундаментах обусловлено следующими преимуществами. На фундаменты действуют распределенные нагрузки (давление грунта), наиболее благоприятные для пространственных конструкций. Грунт сообщает тонкой конструкции дополнительную жесткость, что исключает потерю устойчивости. Сглаживается резкая граница между фундаментом и основанием, исключается резкая концентрация напряжений. Пространственная конструкция, имея криволинейную форму, хорошо воспринимает поперечные силы в зоне опирания стен, колонн. Такие конструкции имеют пониженную материалоемкость. В них можно применять более высокопрочные бетоны, а также преднапряженное армирование.

Вместе с тем повышается трудоемкость изготовления опалубок и сборных конструкций на заводах, снижается долговечность фундаментов из-за небольшой толщины пространственных конструкций при действии коррозии.

Проведенные исследования оболочек различных типов на грунтовом основании позволили выявить основные закономерности процесса их деформирования, разработать методы расчета прочности по нормальным и наклонным сечениям и начать внедрение фундаментов-оболочек в строительстве.

Основными закономерностями, которые учитывали при разработке методов расчета, были трансформация эпюр контактных сил давления и трения, протекающая с перераспределением или без него в зависимости от формы и жесткости оболочки; влияние эксцентриситета внешней силы на принципиальное изменение схемы разрушения с возможным переходом от хрупкого к пластическому разрушению; перераспределение усилий в оболочках в процессе раскрытия трещин, в том числе изменение места концентрации моментов; действие сил распора в плитах, контактирующих с оболочками; сложный характер разрушения оболочек по наклонным сечениям.

При разработке конструкций фундаментов-оболочек в форме гипара было принято изготовление фундамента в виде одного сборного тонкостенного элемента (рис. 1). Толщину оболочки подбирали по расчету, но не менее 70 мм

для соблюдения размера защитного слоя бетона. В месте перехода от опорной части фундамента к оболочке устраивали вуты для увеличения толщины бетона в зоне концентрации напряжений. Армокаркас располагали по середине сечения оболочки.

Для механизированного производства работ на строительной площадке были разработаны способы монтажа оболочки из сборного железобетона в обычном котловане с плоским дном. При строительстве сокращался расход бетона в 4 раза по сравнению с монолитными столбчатыми фундаментами и общая стоимость фундаментов на 25%.

Оболочки в форме усеченного конуса, опирающегося на круглые или квадратные в плане плиты переменного сечения, служат фундаментами под колонны (см. рис. 1). Толщина их уменьшается по направлению к плите. В верхней части оболочки на нее опирается железобетонная или стальная колонна, фундаментная балка. Размеры в плане конических оболочек рассчитывают так, чтобы исключить отрыв оболочки от плиты. Параметры конструкций унифицированы. Разработана технология изготовления фундаментов при их массовом внедрении с использованием плит диаметром до 4,5 м и глубиной заложения до 3,4 м.

При замене монолитных столбчатых фундаментов сборными фундаментами-оболочками трудозатраты на отдельных объектах снижались на 74...80%, заработная плата на 73...80%, накладные расходы в 2 раза, расход арматуры на 10...15%, расход бетона в 2...2,5 раза. Общая стоимость с учетом экономии от снижения накладных расходов и ускорения ввода объектов в эксплуатацию была снижена на 30...35%.

Для восприятия больших сосредоточенных нагрузок разработана конструкция фундамента в форме пирамидальной оболочки, опирающихся на квадратные или прямоугольные плиты (см. рис. 1). Фундамент состоит из сборных железобетонных элементов — утолщенной по периметру опорной плиты с дополнительным стаканом в средней части

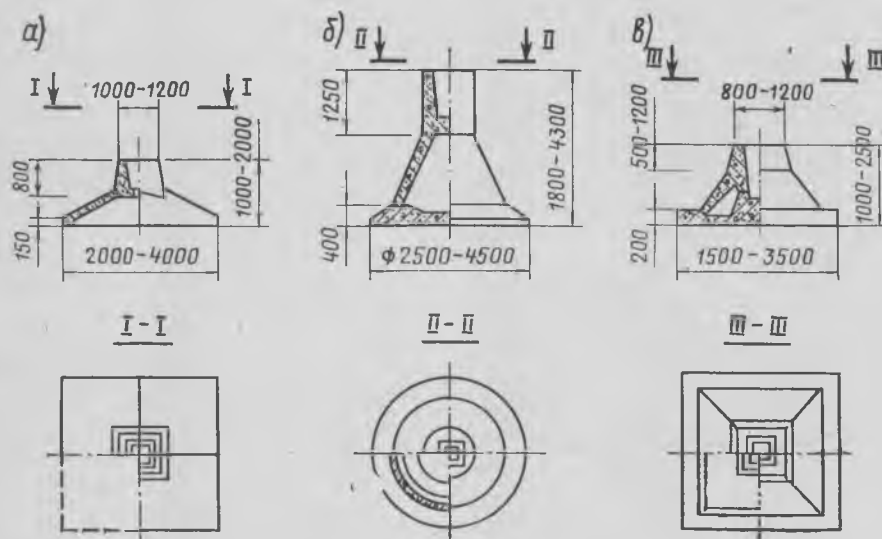


Рис. 1. Сборные фундаменты под колонны

а — в форме гиперболического параболоида; б — конической оболочки с круглой плитой; в — пирамидальной оболочки с квадратной или прямоугольной плитой

и пирамидальной оболочки со сквозным стаканом. Для таких фундаментов с размерами подошв в плане от $1,5 \times 1,5$ до $3,5 \times 3,5$ м объем бетона уменьшается на 35...55%, а расход стали на 8...15%, по сравнению со ступенчатыми монолитными фундаментами. Стоимость фундаментов-оболочек по сравнению со сборными железобетонными снижается на 37%. Разработана новая конструкция металлической опалубки, с использованием которой можно изготавливать оболочки различных размеров.

Для строительства на слабых грунтах были разработаны конструкции многоволновых оболочек нескольких вариантов (рис. 2). Для создания фундаментов различной формы в плане из однотипных сборных элементов был разработан ребристый фундамент с оболочками-гипарами, соединяемыми между собой монтажной сваркой и последующим натяжением стержневой арматуры в специальных каналах.

Фундаменты монтировали в зимнее время на замерзшей поверхности болота после незначительной планировки. После установки фундаментов автокраном и выверки их по осям отдельные элементы складок соединяли стальной или железобетонной фермой с помощью стальных болтов. Фундаменты опор применили при строительстве высоковольтных ЛЭП на Среднем Урале и в Тюменской области, на болотах глубиной 5—6 м. Стоимость строительства была снижена на 37%, трудоемкость в 30 раз.

Разработаны конструкции подпорных стен с лицевыми плитами в форме оболочек: уголкового — в форме складки, гипара, коноида; контрфорсные в форме цилиндрической и параболической оболочек. Сборные стенки в форме гипаров, коноидов и складок с горизонтальной фундаментной плитой конструировали в виде двух или трех сборных элементов, соединяемых на строительной площадке сварными или монолитными стыками (см. рис. 2).

Контрфорсные стенки применяли с опиранием оболочек на отдельно стоящие фундаменты зданий или на специальные сваи — контрфорсы (рис. 3).

Строительство подпорных стенок в Крыму и на Урале подтвердило экономичность и надежность конструкций. При замене монолитных уголкового стенок стенками из оболочек снижен расход бетона в 2...3 раза, арматуры — на 15...40%, трудозатраты на строительной площадке и сроки строительства на 70%, общая стоимость на 18%.

Разработаны также два типа фундаментов дымовых труб: монолитные фундаменты в форме конической оболочки,

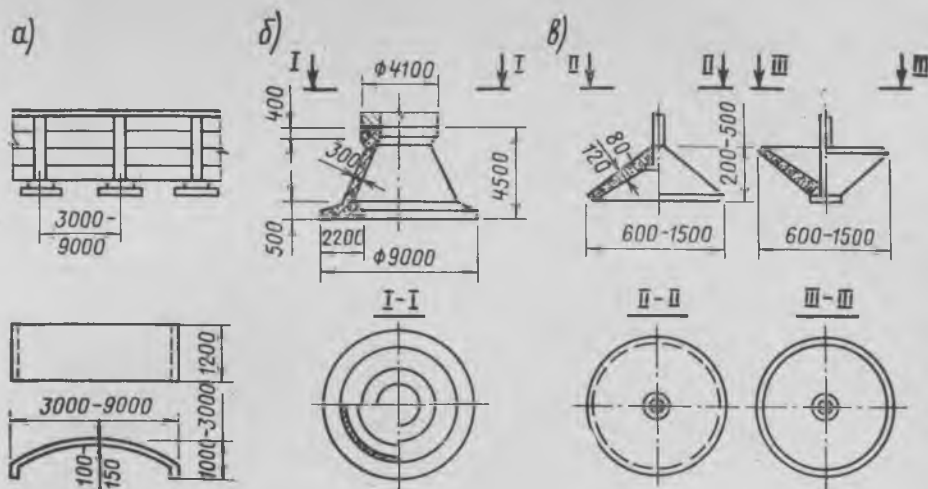


Рис. 2. Сплошные многоволновые оболочки

а — из ребристых гипаров; б — из складок; в — уголкового подпорные стены-оболочки

опирающиеся на круглую или кольцевую плиту (см. рис. 3). Толщина конической оболочки уменьшалась по направлению к плите. При армировании конической оболочки кольцевую арматуру концентрировали к нижнему краю оболочки, а радиальную — к верхнему. Место стыка ствола башни и конической оболочки можно усилить горизонтальной сплошной или кольцевой диафрагмой с конструктивным армированием.

Плиту проектировали с учетом эффекта распора (арочного эффекта), который может восприниматься кольцевой преднатянутой арматурой, силами трения по грунту или надфундаментной конструкцией (например, нижней частью ствола трубы или башни).

Фундаменты дымовых труб высотой 40...100 м выполняли из монолитного железобетона марки М 300. Оболочку

с максимальной толщиной 300 мм армировали двойной арматурой. В верхней части оболочки имела утолщение для опирания стенок кирпичной трубы.

Применение фундаментов дымовых труб новых видов позволило сократить расход бетона по сравнению с типовыми конструкциями в 1,8...2,2 раза, расход стали на 15%, общую стоимость фундаментов на 25...30%.

Анкеры в форме конических оболочек (см. рис. 3) проектировали с направлением вершин конуса вверх или вниз. В первом случае повышается вырывающее усилие на 10...15%, во втором — улучшается работа оболочки в зоне действия максимальной поперечной силы и уменьшается ее толщина.

Для устройства котлованов, в которые устанавливали небольшие анкеры диаметром 0,6...1,2 м, применяли буро-

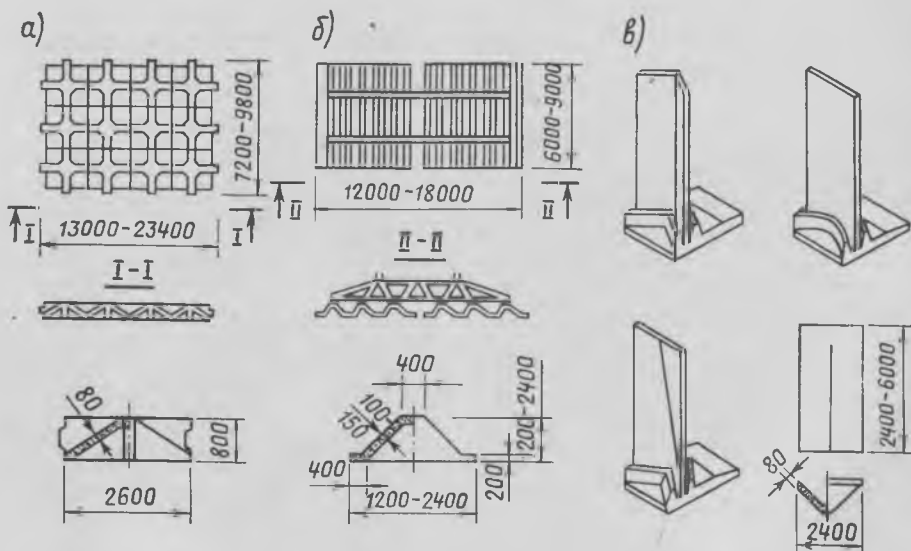


Рис. 3. Контрфорсные подпорные стены-оболочки (а), фундаменты дымовых труб в форме конической оболочки с плитой (б), анкерные оболочки (в)

вые механизмы. После бурения в скважину монтировали анкер с оттяжкой и засыпали грунт с послойным уплотнением. Для установки оттяжки анкера под наклоном применяли бурение двух расположенных рядом и заходящих одна за другую скважин разной глубины. Анкер устанавливали в более глубоководную скважину, а для наклона оттяжки использовали вторую скважину.

Предложены конструкции фундаментов

и подпорных стен с применением гибких мембран, а также фундаменты в форме структур. Проведены исследования фундаментов и подпорных стен с использованием стеклопластиковых мембран и структур, выявлены особенности работы мембран и стержней структуры в контакте с грунтом.

Выводы

При использовании в фундаментах и подпорных стенах пространственных

конструкций различных типов (оболочек, мембран, структур) снижается расход материалов, обеспечивается равномерная передача нагрузки на основание, улучшается работа на поперечную силу.

Конструкции фундаментов и подпорных стен в форме оболочек из сборного железобетона успешно применены строительными организациями в отдельных районах страны с существенным экономическим эффектом.

УДК 624.074.4

И. Г. ЦАТУРЯН, Г. С. АЗИЗЯН, инженеры (Армгоспроект); Э. З. ЖУКОВСКИЙ, Ю. А. ЧАРУЙСКИЙ, В. Ф. ШАБЛЯ, кандидаты техн. наук (МНИИТЭП)

Составная железобетонная оболочка спортивно-концертного зала в Ереване

В 1983 г. в Ереване сдан в эксплуатацию спортивно-концертный зал, предназначенный для проведения крупных спортивных соревнований и тренировочной работы, культурно-массовых, зрелищных и общественно-политических мероприятий республиканского и союзного значения.

Здание имеет сложный план, по конфигурации близкий к овалу, размером около 120×190 м (рис. 1). Основным элементом, формирующим его объемно-пространственное решение, является сборно-монокрипное железобетонное пространственное покрытие. Оно состоит из четырех блоков, несущими и конструктивными элементами которых являются Х-образные в плане сдвоенные арки-диафрагмы коробчатого сечения пролетом около 200 м.

Каждый блок представляет собой самостоятельную систему, отделенную от остальных деформационными швами, расположенными между ветвями арок. Такое конструктивное решение обусловлено высокой сейсмичностью района (8 баллов). В центре покрытия, в месте взаимного пересечения арок расположено ядро жесткости двухъярусного замкнутого сечения.

Блоки А и Б (рис. 2) покрытия, вписанные в острые углы Х-образных арок, запроектированы в виде отдельных треугольных в плане однотипных оболочек положительной кривизны с самостоятельными арочными диафрагмами. Основную площадь сооружения перекрывают два блока В, которые состоят из двух консольных составных оболочек,

примыкающих к центральному ядру жесткости покрытия и аркам. По свободному краю оболочек расположены наклонные бортовые элементы. Каждая консольная оболочка в свою очередь состоит из двух сопряженных оболочек треугольного плана размером 45×60 м; поверхность их очерчена по сфере радиусом 86 м.

В связи с ограниченной грузоподъемностью монтажных кранов и возможностью сборки оболочек без устройства сплошных лесов в основу метода монтажа покрытия был положен навесной принцип сборки, при котором сначала собирали ортогональную систему ребер, а затем на них укладывали плоские плиты, образующие поля оболочек.

Учитывая сложный характер статической работы этого большепролетного сооружения, необходимо было подробно изучить напряженно-деформированное состояние конструкции на различных стадиях возведения, а также в эксплуатационных условиях. Для подробного изучения работы покрытия была построена (рис. 3) его крупномасштабная модель (1:10).

Методика экспериментальных исследований разработана в МНИИТЭП. Модель была изготовлена и испытана в специальном помещении на полигоне рядом с натурным сооружением. Работы под руководством МНИИТЭП осуществлялись при участии Армгоспроекта и АрмНИИСа.

Результаты исследования сборных элементов покрытия, а также монолитных опор и центрального ядра жесткости

посредством испытания кубов и призм показали, что физико-механические характеристики материала модели достаточно близко совпадают с аналогичными характеристиками натурального сооружения. Это дает возможность говорить о физическом подобии модели и натурной конструкции.

На модели исследовали только две основные консольные оболочки (блоки Б), поскольку работа оболочек блоков А и В на монтаже и в стадии эксплуатации не вызывала опасений. Кроме того, оболочки блоков А и В не связаны конструктивно с блоками Б. В модели, как и в натурной конструкции, покрытие собиралось из 544 сборных крестообразных элементов ребер на которые укладывались сборные плоские плиты размером $27,6 \times 15,7$ см толщиной 6 мм.

Нагрузка на модель создавалась в монтажной стадии штучными грузами, а при исследовании в стадии раскружалывания и эксплуатации — четырьмя гидравлическими домкратами грузоподъемностью 25 т каждый. Нагрузка от домкратов с помощью системы тяжей и балок распределительного устройства передавалась на узлы пересечения ребер крестообразных элементов.

Величина расчетной нагрузки (q_p) на покрытие — 7700 Па; нормативной — 6400 Па.

На модели исследовали весь процесс навесной сборки покрытия. Начали с изучения работы арок окаймления и опор на нагрузку от собственной массы. Затем в соответствии с принятой тех-

нологией строительства осуществили раскружаливание центрального ядра жесткости, которое заключалось в опускании 4 монтажных опор под этим ядром.

Сборка покрытия велась одновременно на четырех захватках в направлении от центрального ядра жесткости и от контурного ребра навстречу друг другу.

Покрытие было разбито на 15 зон. Большинство их состояло из двух рядов крестообразных элементов, которые устанавливались одновременно. До обетонирования стыков к крестам первого ряда подвешивали грузы и фиксировали изменение напряженно-деформированного состояния. Затем мелкозернистым бетоном на глиноземистом цементе бетонировали стыки обоих рядов и после выдержки в течение 2 сут и набора прочности до 38 МПа на второй ряд крестов подвешивали грузы, имитирующие собственную массу сборных элементов. Такой порядок монтажа покрытия модели был принят для сокращения вдвое продолжительности монтажных испытаний.

Для определения характера деформированного состояния решетчатого покрытия в процессе монтажа крестообразных элементов и определения величины строительного подъема на одной из линий крестов в направлении сборки на каждом из монтируемых элементов были установлены прогибомеры. На рис. 4 даны графики прогибов. На каждом этапе обозначены две величины прогибов — суммарный, учитывающий прогибы, начиная с первого креста, расположенного у окаймляющих арок (цифра в скобках), а также прогиб элемента на соответствующем этапе монтажа. Конечный прогиб на последнем этапе монтажа равен величине строительного подъема элемента.

Как видно из полученных результатов, суммарная максимальная величина вертикального перемещения составляет 10,72 мм. Максимальные прогибы левой и правой ветви довольно хорошо совпадают, разница составляет около 10%. Максимальная величина строительного подъема не превышает 4 мм. Вертикальные перемещения контура в процессе монтажа решетки ребер невелики.

Раскружаливание модели производилось после укладки плоских плит поверху решетки ребер — одновременно опускали 12 временных опор под ребрами жесткости. Во время раскружаливания нагрузка на покрытие составляла 5200 Па.

Максимальный прогиб при раскружаливании в месте пересечения контурной и хребтовой арок был равен 0,95 мм. Практически все покрытие перемещалось вниз, лишь небольшая зона в



Рис. 1. Общий вид спортивно-концертного зала

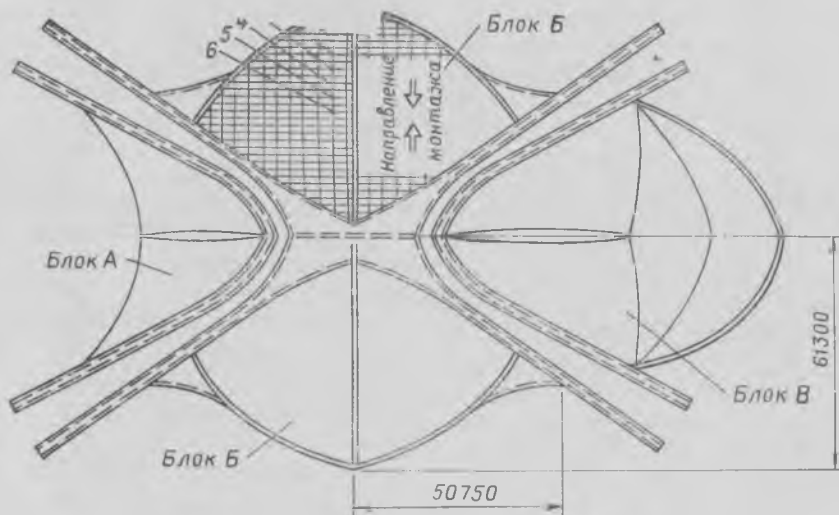


Рис. 2. Схема покрытия в плане
1—6 — нумерация точек



Рис. 3. Общий вид модели

области центрального ядра жесткости выгибалась вверх.

Измерение горизонтальных перемещений при раскручивании показало, что контурные арки смещались наружу покрытия. Максимальная величина смещения была зафиксирована в четверти пролета контурной арки и была равна 0,79 мм. Горизонтальные перемещения арок увеличивались от центра покрытия к опоре и достигали 0,44 м. На самой опоре смещение из плоскости увеличивалось до 1,96 мм.

Анализ прогибов покрытия, работающего на эксплуатационные нагрузки, показал, что на опорном контуре прогибы практически равны нулю. Это свидетельствовало о большой жесткости опорного контура и дало возможность рассматривать одно консольное покрытие как независимое от воздействия другого. Жесткость покрытия, определяемая отношением максимального прогиба 7,20 мм к вылету консоли, была равна 1/880, т. е. была достаточной.

Результаты исследований покрытия в стадии эксплуатации сравнивались с результатами расчета, проведенного в МНИИТЭП методом конечных элементов и в КиевЗНИИЭП методом стержневой аппроксимации. Сопоставление прогибов показало, что расчетные максимальные величины, полученные МНИИТЭП, отличаются от экспериментальных всего на 1,5%, а полученные КиевЗНИИЭП — на 20%.

Горизонтальные перемещения опорного контура были направлены к центру по-

крытия и увеличивались от центрального ядра жесткости к опоре до 0,43 мм. В пределах самой опоры горизонтальные перемещения из плоскости увеличивались до 1,21 мм. Максимальное горизонтальное смещение консольного контура покрытия наружу было отмечено в середине контурной арки и равнялось 0,43 мм. По мере удаления от середины эти перемещения уменьшались, а затем меняли знак.

Изучение напряженного состояния покрытия показало, что хребтовая арка практически по всей длине растянута. Максимальное растяжение было отмечено в ее средней зоне и равнялось 82,9 кН. По всей длине арки возникли отрицательные моменты ($M_{\max} = 2533,7$ Н·см). Контур в средней зоне работал на растяжение и положительные моменты, а на остальной длине он работал на сжатие и отрицательный изгибающий момент.

Изучение напряженного состояния в ребрах, расположенных вдоль осевого ребра, показало, что в средней зоне покрытия они в основном были сжаты.

В приконтурной зоне на отдельных участках возникали растягивающие усилия. Длина этих зон и величина растягивающих усилий в угловой зоне покрытия значительно увеличивалась.

Ребра, расположенные перпендикулярно хребтовой арке, были сжаты по всей длине. Изгибное состояние ребер обоих направлений было незначительным.

Сопоставление полученных величин

нормальных усилий с результатами расчета показало их хорошее совпадение. Для центрального хребтового ребра, а также для ребер покрытия, перпендикулярных к нему, величины усилий довольно близки.

Наблюдение за трещинообразованием конструкции показало, что при раскручивании на теле опор и в покрытии трещин не было. При расчетной нагрузке на теле опор были обнаружены трещины, расположенные вертикально, трещин в покрытии и в арках окаймления при этой нагрузке обнаружено не было.

Первые трещины в покрытии начали образовываться при нагрузке 1,1 q_p . Их появление в углу покрытия связано с растягивающими усилиями в этой зоне, о которых упоминалось выше. Необходимо отметить, что трещины начали образовываться только в половине покрытия без обетонирования. Число этих трещин с ростом нагрузки интенсивно увеличивалось, но ширина их до нагрузки 2,2 q_p не превышала 0,2 мм. Такая же ширина раскрытия отмечена и в опорах. После нагрузки 1,5 q_p с обеих сторон каждой опоры образовывались не только вертикальные, но и горизонтальные трещины.

При нагрузке 2,5 q_p трещины начали образовываться в зоне соединения арок, что вызвано главными напряжениями. Ширина раскрытия трещин вначале не превышала 0,3 мм. При доведении нагрузки до тройной расчетной ширина их увеличилась до 0,5...0,8 мм. Эта величина нагрузки была максимальной, поскольку были достигнуты предельные величины усилий в гидродомкратах и шлангах, а также в связи с превышением расчетных усилий в тросах распределительного устройства.

Анализ прогибов модели при нагрузках, превышающих расчетную, показал, что нелинейная работа исследованного покрытия начинается после двойной расчетной нагрузки.

Испытания модели подтвердили достаточную прочность, устойчивость, жесткость и трещиностойкость конструкции в стадиях монтажа и эксплуатации.

Результаты экспериментальных исследований позволили скорректировать для натурной конструкции полученные расчетом величины строительного подъема, дать рекомендации по усилению отдельных элементов для обеспечения равнопрочной работы конструкции и увеличения ее трещиностойкости.

Особое внимание было обращено на качество сборки натурального покрытия, поскольку в условиях навесной сборки даже небольшое отклонение от проектного положения отдельных крестообразных элементов приводит к образованию резких переломов поверхности покрытия.

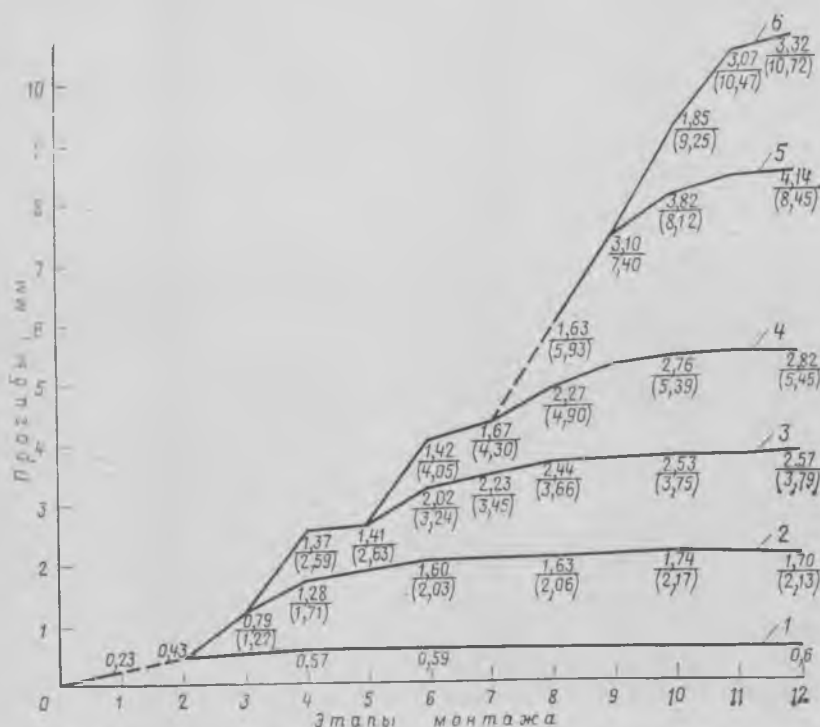


Рис. 4. Деформирование опалубочного покрытия в процессе монтажа в течение 3-х

Вероятностная оценка несущей способности пространственных конструкций с использованием моделирования

Одна из наиболее важных задач, возникающих при проектировании пространственных конструкций, заключается в определении несущей способности при определенном виде загрузки. Ее решают теоретически или экспериментально с использованием железобетонных моделей. Для новых и плохо изученных конструкций теоретические положения также требуют экспериментальной проверки.

Общей теории моделирования конструкций при работе их в предельной стадии не существует, поэтому количественная оценка несущей способности конструкции по результатам испытания модели затруднительна. При решении задачи о несущей способности железобетонных пространственных конструкций предполагалось:

на основе полученной экспериментальной схемы излома конструкции разработан ее расчет методом предельного равновесия;

принят метод моделирования конструкции, наиболее полно отражающий возможность перехода от модели к натуре при работе в предельной стадии; методы расчета и моделирования не проверены экспериментально;

механические характеристики материалов и геометрические размеры конструкции, имеющие разбросы, представлены в виде случайных величин.

Требуется проверить методы расчета и моделирования, а также оценить несущую способность конструкции. Для этого использовали физический и статистический методы моделирования. Под физическим моделированием понимали испытание моделей конструкции, под статистическим — многократные расчеты для учета влияния на несущую способность разбросов механических характеристик материалов и геометрических размеров [1].

Решение задачи строят следующим образом. На основе принятого метода моделирования изготавливают две разномасштабные модели конструкции и измеряют их геометрические размеры. Образцы материалов (бетона и арматуры) испытывают для установления механических характеристик. В результа-

те обработки измерений и испытаний методами математической статистики получают законы распределения случайных величин — механических характеристик материалов и геометрических размеров. Законы распределения представляют рядами распределения, одной из кривых Пирсона типа I—VII или нормальной кривой.

Случайные величины обозначены $X_1^{(s)}, \dots, X_n^{(s)}$ ($s=1; s=2$ соответственно для первой и второй модели). При испытании моделей до разрушения получают величины несущей способности $P^{(s)}$ ($s=1; s=2$). На основе полученных схем излома рассчитывают конструкции методом предельного равновесия. Случайные величины $X_1^{(s)}, \dots, X_n^{(s)}$ используют как исходные данные для установления несущей способности моделей методами статистического моделирования. Расчет по программе «Надежность» [1] выполняют в следующем порядке:

назначают m наборов реализаций случайных величин $X_1^{(s)}, \dots, X_n^{(s)}$ ($x_{11}^{(s)}, \dots, x_{n-1}^{(s)}; x_{12}^{(s)}, \dots, x_{n2}^{(s)}, \dots, x_{1m}^{(s)}, \dots, x_{nm}^{(s)}$); при каждом наборе реализаций определяют несущую способность конструкции, используя разработанный метод расчета — $q_1^{(s)}, \dots, q_m^{(s)}$;

рассматривают значения $q_1^{(s)}, \dots, q_m^{(s)}$ как реализации некоторой случайной величины $Q^{(s)}$ и получают закон распределения $Q^{(s)}$ в виде одной из кривых Пирсона или нормальной кривой.

Для случайных величин $Q^{(s)}$ строят доверительный интервал $(q_n^{(s)}, q_b^{(s)})$, в который с заданной доверительной вероятностью P (например, $P=0,95$) попадает реализация случайной величины. Если $P^{(s)} \in (q_n^{(s)}, q_b^{(s)})$ при $s=1; s=2$, то считается, что расчетные данные не противоречат опытным, и расчет не отвергается. В противном случае расчет подлежит корректировке или замене.

Затем определяют доверительный интервал (κ_n, κ_b) , в который с заданной доверительной вероятностью попадает коэффициент κ перехода от расчетной несущей способности одной модели к расчетной несущей способности другой. Для этого упорядочивают расчет-

ные несущие способности так, что $q_1^{(s)} \leq q_2^{(s)} \leq \dots \leq q_m^{(s)}$. Рассматривают два множества значений несущих способностей $q_1^{(1)}, q_2^{(1)}, \dots, q_m^{(1)}$ и $q_1^{(2)}, q_2^{(2)}, \dots, q_m^{(2)}$. Одномерным поиском по κ с помощью критерия Вилькоксона [2], подсчитывая число инверсий, определяют минимальное κ_n и максимальное κ_b значения коэффициента κ , при которых указанные два множества не могут считаться принадлежащими одной генеральной совокупности. Коэффициент перехода от несущей способности первой модели к несущей способности второй подсчитывают по формуле $\kappa_0 = P^{(1)}/P^{(2)}$. Если $\kappa_0 \in (\kappa_n, \kappa_b)$, то результаты эксперимента не противоречат принятому методу моделирования. В противном случае принятый метод моделирования отвергается.

Затем рассчитывают натурную конструкцию разработанным методом в детерминистической или статистической постановках. При детерминистической постановке расчет выполняют один раз, причем разбросы геометрических размеров и механических характеристик материалов натурной конструкции не учитываются.

При статистической постановке учитываются разбросы геометрических размеров и механических характеристик материалов натурной конструкции. Расчеты выполняют многократно по программе «Надежность» [1]. В результате получают закон распределения несущей способности натурной конструкции в виде одной из кривых Пирсона типа I—VII или нормальной кривой. Нижнюю границу доверительного интервала, в который с заданной доверительной вероятностью попадает значение несущей способности натурной конструкции, принимают за расчетную величину несущей способности.

Предлагаемую методику проверили при исследовании несущей способности прямоугольных в плане защемленных по контуру полых железобетонных оболочек положительной гауссовой кривизны на действие сосредоточенной силы, приложенной в центре [3]. Для этого изготовили две серии оболочек, по три конструкции в каждой. Наибольшую оболочку каждой серии считали натурной конструкцией, две другие ее моделями. Натурные оболочки серий I и II обозначили C1 и C2, а их модели соответственно C1-1, C2-1 (масштаб 1:1,5) и C1-2, C2-2 (масштаб 1:2,25) (рис. 1, см. таблицу).

В зоне будущего разрушения равномерно по всей поверхности в 75 точках замеры геометрических характеристик натурных конструкций и их моделей



Рис. 1. Форма поверхности оболочек

Модель	Размеры в плане, мм		Радиусы кривизны, мм		Стрелы подъема, мм		Толщина δ , мм
	b	a	R_2	R_1	f_2	f_1	
C1, C2	1350	2025	2848	4272	81	122	9
C1-1, C2-1	900	1350	1900	2848	54	81	6
C1-2, C2-2	600	900	1267	1900	36	54	4

(радиусы кривизны R_1 , R_2 и толщину δ), обработали их методами математической статистики и представили в виде рядов распределения. Для механических характеристик материалов, в связи с небольшим числом данных (10—20 образцов) законы распределения принимали нормальными. Математическое ожидание и среднее квадратическое отклонение приравнивали соответственно к статистическому среднему квадратическому отклонению. Для предела текучести арматуры $\sigma_{\text{т}} = 285,9$ МПа и $\sigma_{\text{с}} = 28,8$ МПа. Для призменной прочности бетона: $R_{\text{пр}} = 42,7$ и 39 МПа; $\sigma_{R_{\text{пр}}} = 2,9$ и $5,5$ МПа соответственно для серий C1 и C2.

Испытали модели C1-1, C1-2 и C2-1, C2-2 и получили их несущую способность — $P_1^{(1)} = 1,47$; $P_1^{(2)} = 0,75$; $P_2^{(1)} =$

$= 2,05$; $P_2^{(2)} = 0,61$ кН. Схемы излома всех моделей оказались подобными (рис. 2). Разрушение оболочек носило локальный характер и имело вид конуса с вершиной в месте приложения сосредоточенной нагрузки. Зона разрушения окружена кольцевой трещиной, близкой к окружности, образовавшейся в результате внецентренного сжатия сечений, перпендикулярных радиальным. В кольцевом направлении вблизи края зоны разрушения и на некотором удалении от нее в предельном состоянии арматура оболочки достигала предела текучести на растяжение. Исходя из полученной схемы разрушения на основе кинематического метода предельного равновесия можно найти предельную нагрузку P , отвечающую деформированному состоянию оболочки в момент наступления предельного равновесия [4].

Модели C1-1, C1-2 и C2-1, C2-2 рассчитали указанным способом с использованием программы «Надежность» [1]. Реализацию геометрических параметров задавали в соответствии с рядом распределения, а механических характеристик — в соответствии с нормальным законом. Полученные ряды распределения аппроксимировались кривыми Пирсона.

По найденным кривым определили доверительные интервалы при уровне вероятности 0,95. Для моделей C1-1, C1-2 и C2-1, C2-2 они оказались равными 0,9—2,38, 0,57—1,22; 1,15—2,05 и 0,41—0,87 кН. Из сравнения экспериментальных данных и расчетных доверительных интервалов видно, что экспериментальные разрушающие нагрузки попадали в расчетные доверительные интервалы. Следовательно, расчет не от-

вергается. Задав уровень обеспечения 0,95 определили доверительный интервал коэффициентов перехода от расчетных несущих способностей одной модели к расчетным несущим способностям другой. Доверительный интервал коэффициентов перехода устанавливали по специальной программе с использованием критерия Вилькоксона. Для моделей серии C1 доверительный интервал составил 1,83—2,03, серии C2 3,21—3,45. Отношение экспериментальной несущей способности модели C1-1 к несущей способности модели C1-2 составило 1,96, а C2-1 к C2-2 — 3,36. Эти отношения попадали в соответствующие им доверительные интервалы коэффициентов перехода. Следовательно, принятые законы моделирования не противоречат опытным данным. Поскольку методы расчета и моделирования не отвергаются, натурные конструкции рассчитали разработанным методом предельного равновесия. Вначале расчет осуществляли в обычной детерминистической постановке, вводя средние значения геометрических параметров конструкций C1 и C2 и их физико-механические характеристики. В результате получили несущие способности для C1 и C2 4,87 и 3,18 кН. Экспериментальные разрушающие нагрузки на оболочки для C1 и C2 составляют 4,74 и 3,15 кН. Расхождение расчетных и опытных значений не превысило 3,6%. Затем рассчитали оболочки C1 и C2 в статистической постановке с использованием программы «Надежность». При уровне надежности 0,99 нижняя граница разрушающей нагрузки для оболочек C1 и C2 составила 3,65 и 2,24 кН. Эти величины можно принять за расчетную несущую способность C1 и C2.

Вывод

Исследованиями установлено, что предложенная методика позволяет, сочетая теоретические методы с экспериментальными, определить несущую способность железобетонных пространственных конструкций с заданной степенью надежности, проверяя одновременно принятые методы расчета и моделирования.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Краковский М. Б. Определение надежности конструкций методами статистического моделирования. — Строительная механика и расчет сооружений, 1982, № 2.
2. Смирнов Н. В., Дунин-Барковский И. В. Курс теории вероятностей и математической статистики. — М.: Наука, 1969.
3. Кудряшов С. Ю. Определение несущей способности натурной конструкции на основе метода статистического моделирования и расчета моделей. — В сб. трудов НИИЖБ: Развитие технологий, расчета и проектирования железобетонных конструкций. — М., 1983.
4. Шугаев В. В. К расчету несущей способности гладких полых железобетонных оболочек с геометрией, изменяющейся под действием сосредоточенной силы. — В кн.: Пространственные конструкции зданий и сооружений. — М.: Стройиздат, 1985.

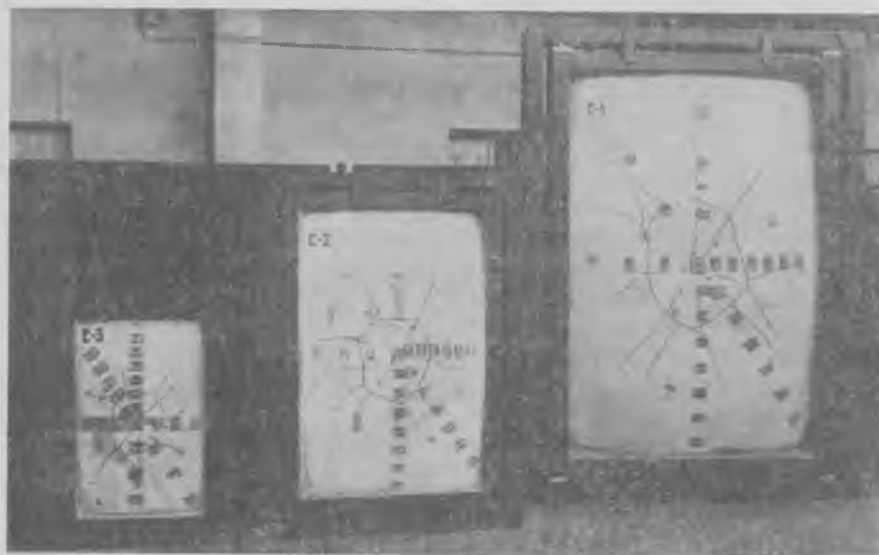


Рис. 2. Разрушение моделей

Экономическая эффективность пространственных покрытий

В последние годы в стране ежегодно вводятся около 1,5 млн. м² сборных железобетонных пространственных покрытий из плит-оболочек КЖС размерами 3×12, 3×18 и 3×24 м, типовых оболочек положительной гауссовой кривизны для сетки колонн 18×24, 18×36, 24×24 м и др. Это составляет примерно 3,5% общего объема площадей зданий, перекрываемых сборными железобетонными плоскостными конструкциями.

В НИИЖБ исследована экономическая эффективность сборных железобетонных пространственных покрытий. Исследовались конструкции покрытий из плит-оболочек КЖС размерами 3×18 и 3×24 м, оболочки положительной гауссовой кривизны для сетки колонн 18×24 и 24×24 м (серия 1.466-1/75). В качестве их аналога принимались типовые литно-стропильные покрытия с ребристыми плитами размерами 3×6 м (серия 1.465-7) и 3×12 м (серия 1.465-3), а также крупноразмерные двускатные плиты на пролет типа II размером 3×18 м.

Сравнение производилось при единой расчетной полезной нагрузке, равной 3,5 кН/м².

Конструктивные элементы покрытий принимали для бесфонарного прямоугольного в плане блока здания с железобетонным каркасом без подвеса транспорта. Шаг внутренних колонн составлял 12 м, наружных — 6 м. Отметка низа крупнопанельных конструкций и стропильных ферм была принята 10,8 м. В исследованиях учитывали влияние продольных и торцевых наружных стен, находящихся в уровне покрытия. При этом стены принимали из типовых керамзитобетонных панелей толщиной 25 см плотностью 900 кг/м³ (серия 1.432-14). Для всех несущих преднапряженных конструкций в качестве рабочей арматуры принята сталь класса А-IV марки 20ХГ2Ц, для ограждающих — класса А-III марки 35ГС.

Условия сопоставимости показателей требовали идентичности конструктивных решений конкретного блока здания (наружные и внутренние стены, перегородки, полы, кровля и т. д.), за исключением изменяющихся конструктивных

элементов покрытия, наружных стен по периметру здания, расположенных в уровне покрытия.

Для несущих конструкций ограничили рассмотрением ячейки поперечника блока здания. Длина ячейки принималась 24 м, за исключением конструкций покрытий оболочек положительной гауссовой кривизны, длина ячейки которых соответствовала их продольному шагу колонн. При таком подходе один ряд стропильных конструкций у торцевой стены не рассчитывается. Однако влияние i -ых показателей пристенного ряда таких конструкций обратно пропорционально числу продольных пролетов шагов колонн. Для 1 м² площади пола здания их можно рассчитывать по формуле

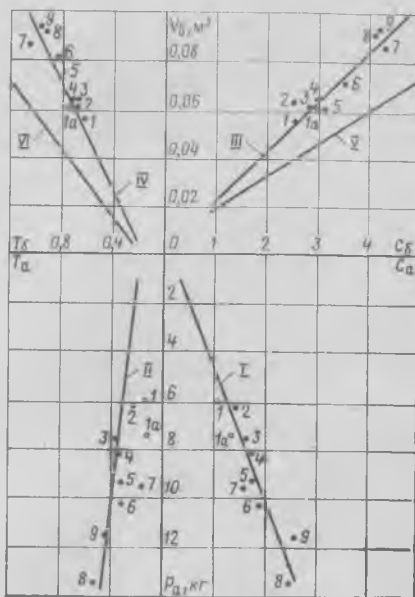


Рис. 1. Зависимость стоимости и трудоемкости изготовления конструкций 1 м² покрытия от расхода бетона и арматуры. I, II — соответственно от арматуры; III, IV — то же, от бетона; V, VI — то же, от арматуры и бетона суммарно

Точки 1, 7 — из панелей-оболочек КЖС размерами 3×18 и 3×24 м, разработанных ЭКБ ЦНИИСК им. Кучеренко; 1а — из панелей-оболочек типа КЖС размером 3×18 м, разработанных ПИ-1 в качестве типовых; 2 — из крупноразмерных плит на пролет типа II размером 3×18 м; 3, 4 — ребристых плит размером 3×6 м соответственно по фермам и балкам пролетом 18 м; 5, 6 — то же, размером 3×12 м соответственно по фермам и балкам пролетом 18 м; 8, 9 — то же, соответственно размерами 3×6 и 3×12 м по фермам пролетом 24 м

$$\Pi = \frac{\Pi_i K n}{F} \left(1 + \frac{1}{n} \right), \quad (1)$$

где Π_i — соответствующий i -ый показатель для стропильной конструкции; K, n — число соответственно поперечных пролетов и шагов в блоке здания; F — площадь блока здания.

С учетом использования показателей на одну ячейку выполнены технико-экономические расчеты для различных конструктивных решений покрытия на 1 м² площади здания. За показатель их эффективности приняты приведенные затраты (СН 509-78). При этом стоимость транспортных затрат определяли из условия доставки элементов на расстояние 50 км.

На рис. 1 приведена графическая зависимость стоимости и трудоемкости 1 м² покрытия от расхода основных материалов (стали и бетона) для рассмотренных конструктивных решений покрытия.

В общем виде эта зависимость может быть выражена формулами:

по стоимости

$$C_d = 0,13 + 0,18 P_a; \quad (2)$$

$$C_b = -0,04 + 46,47 V_6; \quad (3)$$

по трудоемкости

$$T_a = -0,06 + 0,04 P_a; \quad (4)$$

$$T_b = 0,14 + 0,28 V_6, \quad (5)$$

где P_a — расход натуральной стали, кг; V_6 — расход бетона, м³.

Полученные расчетные формулы позволяют оценивать на предварительной стадии разработки покрытий их возможную эффективность по расходу стали и бетона. Общая стоимость и трудоемкость 1 м² конструкции покрытия укрупненно может быть оценена по формулам:

$$C = 2,2 (0,2 + 7,78 V_6); \quad (6)$$

$$T = 1,6 (0,17 + 13,89 V_6). \quad (7)$$

Влияние стен, расположенных в уровне покрытия, отнесенное к 1 м² площади пола здания, на технико-экономические показатели покрытий будет тем меньше, чем больше размеры блока здания. На рис. 2 приведена зависимость приведенных затрат (в р.) на 1 м² пло-

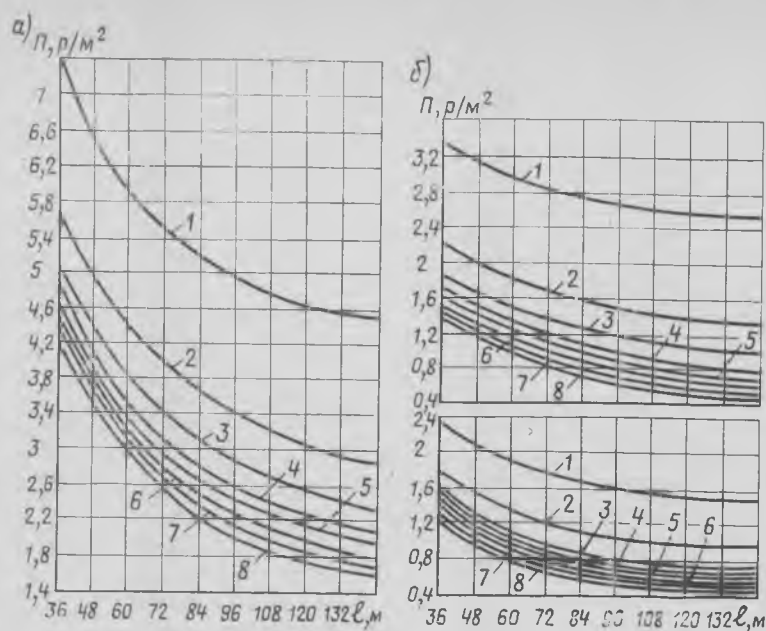


Рис. 2. Зависимость суммарных приведенных затрат P наружных стен на 1 м^2 здания, расположенных в уровне покрытия, от размеров здания с различными конструктивными решениями покрытий

а — для типовых; б — для плит на пролет типа П; в — для плит на пролет типа КЖС
1—8 — соответственно для зданий шириной 18; 36; 54; 72; 90; 108; 126 и 144 м

щадя пола для стен в уровне покрытия от размеров прямоугольного в плане блока здания при пролете 18 м. Для блоков здания с пролетами 24 м характер зависимости сохраняется, а приведенные затраты для типовых плитно-стропильных конструкций уменьшаются на 20%, для панелей-оболочек КЖС остаются практически без изменения.

Применение плит-оболочек типа КЖС обеспечивает снижение расхода стали на 30%, цемента на 10—20%, суммарных затрат труда на 30—40%, приведенных затрат на 20—30%. Вдвое уменьшается при этом число элементов по сравнению с типовыми покрытиями-аналогами. Типовые оболочки положительной кривизны дают возможность

сократить расход стали до 8%, цемента до 15%, суммарные затраты труда до 20%, приведенные затраты до 10%.

В конструкциях покрытия из панелей-оболочек КЖС размером $3 \times 24 \text{ м}$ наблюдается некоторое снижение показателей эффективности по сравнению с аналогичными конструкциями из панелей-оболочек размером $3 \times 18 \text{ м}$ (7—13%).

Экономический эффект, полученный от применения пространственных конструкций покрытий взамен плоскостных (по стоимости, %), показан в таблице.

Покрытие-аналог	Экономический эффект от покрытий, %	
	из плит-оболочек типа КЖС	из оболочек положительной кривизны
Типовые плитно-стропильные из ребристых плит размером $3 \times 6 \text{ м}$: по фермам по балкам	До 30 До 20	До 10 <0
То же, из плит ребристых размером $3 \times 12 \text{ м}$: по фермам по балкам	До 20 До 30 До 15	<0 До 10 <0
Из крупноразмерных плит на пролет типа П размером $3 \times 18 \text{ м}$		

Для центральных районов страны экономический эффект от применения пространственных конструкций на 1 м^2 покрытия составляет около 5 и 4 р. для панелей-оболочек типа КЖС с использованием плит размерами $3 \times 18 \text{ м}$ и $3 \times 24 \text{ м}$ соответственно и около 2 р. для оболочек положительной кривизны.

Библиография

УДК 69.056.55:624.012.3-183.4(06)

Книга о конструкциях каркасных зданий из легких бетонов

В. И. Довгалюк, Г. Л. Кац. Конструкции из легких бетонов для многоэтажных каркасных зданий. — М.: Стройиздат, 1984.

В рецензируемой книге рассматриваются вопросы прочности, жесткости, трещиностойкости, экономической эффективности и технологии изготовления несущих конструкций каркасных зданий из легкого бетона. Публикация актуальна, так как направлена на расширение производства изделий, обеспечивающих снижение металлоемкости, стоимости и трудоемкости строительства. Комплексное применение легких бетонов позволит снизить массу зданий, уменьшить расчетные нагрузки на конструкции, сократить при этом расход арматуры, а также затраты на транспортирование и монтаж. Массовому применению легких бетонов марок свыше М 200 в настоящее время препятствуют, с одной стороны, недоста-

точное количество крупного заполнителя, а с другой — неполные данные для проектирования в нормативных документах и связанное с этим отсутствие типовых проектов многоэтажных каркасных зданий.

Монография состоит из введения, пяти глав, заключения и списка литературы.

Во введении кратко изложен опыт применения легких бетонов в зданиях различного назначения в нашей стране и за рубежом.

В первой главе рассмотрены варианты конструктивных решений каркасных зданий, возводимых в нашей стране и за рубежом, анализируются основные конструкции каркаса общесоюзной серии 1.020-1 (ИИ-04), разработанные

ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов и ЦНИИпромзданий.

Во второй главе анализируются основные свойства легких бетонов: керамзитобетона, бетона на трепельном гравии и шлакопемзобетона. Особую ценность для практики проектирования имеют результаты опытов над колоннами, армированными поперечными сетками, согласно которым эффект косвенного армирования уменьшался по мере снижения прочности крупного заполнителя. Авторы, обобщив полученные данные с проведенными ранее исследованиями косвенного армирования в образцах из тяжелого бетона и опытами с боковым гидростатическим давлением, пришли к качественно новому выводу: прочность крупного заполнителя для легкого бетона необходимо назначать с учетом напряженного состояния, возникающего в нем под действием внешних нагрузок на конструкции. Рассмотрено взаимодействие крупного заполнителя и окружающего раствора, скелета и предложена расчетная зависимость для определения минимальной прочности крупного заполнителя.

Наибольший интерес представляет третья глава, где даны результаты экспериментальных исследований несущей способности конструкций из легких бетонов.

щих конструкций каркасных зданий из легких бетонов и их стыковых соединений. Были получены новые данные, позволившие распространить методику СНиП II-21-75 на расчет этих конструкций (колонн и стыков колонн), рассчитать их по предложенным формулам.

Четвертая глава посвящена опыту проектирования и внедрения конструкций каркаса серии ИИ-04 из легкого бетона. Показано, что при оценке экономической эффективности нужен комплексный подход к конструкциям. Определяющим же фактором для применения легкого бетона является наличие материальной базы для получения качественного крупного заполнителя.

В пятой главе рассматриваются воп-

росы технологии изготовления конструкций из легких бетонов.

Содержание монографии в значительной степени пополнило информацию о конструкциях из легкого бетона для каркасного домостроения. Доказана возможность применения легких бетонов во всех конструкциях, в том числе в тяжелонагруженных колоннах. Вместе с тем необоснованное применение слабых крупных заполнителей для бетонов марок выше М200 помимо увеличения расхода цемента может снизить надежность таких ответственных конструкций каркаса, как стыки колонн с косвенным армированием, опорные участки ригелей с часто расположенными хомутами или панели перекрытий с сетками или каркасами.

Наряду с достоинствами в книге имеются и недостатки. Практически обойдены такие массовые конструкции каркасных зданий, как наружные стены. Недостаточно отражены особенности внедрения железобетонных конструкций.

В целом же написанная хорошим языком книга отвечает требованиям, предъявляемым к современной научно-технической литературе, и будет с интересом встречена работниками проектных организаций, а также заводами — изготовителями железобетонных конструкций. Основным достоинством книги является то, что она стимулирует рациональное внедрение в практику строительства конструкций из легких бетонов.

Г. А. ШАПИРО, д-р техн. наук, проф.

Khaidukov G. K. Broaden the Utilization of Reinforced Concrete Thinwalled Spatial Structures.

The field of application, characteristic examples and scale of utilization of reinforced concrete spatial structures shell and folded plates type in industrial, rural and civil construction are described. Main technical and economical data of realized unique and mass reinforced concrete thinwalled members of buildings and engineering structures as well as their economic importance and expediency of their future expansion are presented.

Jukovsky E. Z., Shevtchenko O. V. A built-up reinforced concrete sells.

In this paper are presented the results of the elaborations and researches of the built-up reinforced concrete sport, trade and recreational shells of the cantilever, free edge and sped-type.

Mikhailov O. V., Belostotsky A. M., Anyutina M. A., Lyapin O. B., Chamov B. M. Design and testing for a steel-reinforced concrete pressure vessel.

The paper deals with the results of strength testing for a steel-reinforced concrete pressure vessel with loaded plate and reinforcing bars and the development of the static and dynamic analysis of such constructions through the finite element method with regard to concrete cracking and its reinforcement, steel plasticity and the threedimensional character of the stressed state.

Gordon L. A., Zunusov T. Z., Jzkov J. E., Korchinskaija O. A. Concrete cooling tower stress state at the real supporting conditions.

A scheme is presented for calculating the concrete cooling tower stress state with regard to real supporting on columns and the foundation. A numerical example illustrates strengthening of the cooling tower to be constructed on a nonhomogeneous foundation.

Volkov I. V., Beljjeva V. A., Kurbatov L. G., Adamov A. L. Investigations of thin-walled spatial structures of fiberconcretes.

In this article are represented some results of experimental researches of thin-slab structures made of steel-or glass fiber-concrete. There are analysis of behavior of the such constructions.

Liberman A. D., Stakovichenko E. I., Yankelevich M. A. Spatial reinforced concrete roofs in the industrial engineering of the Ukrainian SSR.

The reinforced concrete roofs mounted of flat members and forming short shell and fold type spatial systems by means of welding and grouting, and also the roofs mounted of large-span shell-panels are considered. Roof design solutions, experience of their investigation and use, technical-and-economic index are described.

Lyudkovsky A. M. Full scale test of shell roofing.

The method of determination of the actual modulus of elasticity for double curvature shell roofing on the base of results of concentrated static loads application is presented. The report deals with the simple method of elastic deflections calculation under concentrated load. The results of calculation are given in comparison with the experimental data on models and full scale test of shell roofing.

Matselinsky R. N., Spannut L. S., Roukhlin F. G. Joint behavior of the panels-shells kzhS with suspended beams for crane ways

The experimental and theoretical researches of roofing 18×24 m with panels-shells KZhS 3×24 m each with suspending steel beams are described. The distribution of loads among the panels during the action of suspended cranes to beams is studied. The results of experiment had allowed to presize the values of coefficient of distribution of crane loads among the panels-shells KZhS.

Tetior A. N., Rubel A. A., Redkin V. I. Design and application of foundations and relieving walls in the shape of shells

In the paper the experience of design and construction of foundations and relieving wall-shells of different shapes in the Ukrainian Soviet Socialist Republic and regions of Middle Urals and Tjumen area is presented. Shells were used as foundations for frame building pillars, raft multi-wave foundations relieving walls of angle and counterforted type, foundations for constructions of tower type (chintney stacks), anchor foundations.

A built-up reinforced concrete shell of the recreational hall in Erevan/I. G. Caturyan, G. S. Asisyan, E. Z. Jukovski, I. A. Charouisky, V. F. Shablya.

In this paper is described a dimensional recreational hall covering construction in Erevan. The methods and the main model covering experiments on the static and dynamic leading results are presented.

Shugaev V. V., Krakovsky M. B. Statistical evaluation of bearing capacity of spatial reinforced structures with the use of models.

The problem in evaluation of bearing capacity of spatial reinforced concrete structures is solved on the basis of a theoretic — experimental procedure with the use of limitequilibrium methods and Monte-Carlo modelling; random variability of geometrical parameters and physico-mechanical properties of materials are taken into consideration. The proposed approach was chesken when evaluating bearing capacity of shallow shells of positive Gaussian curvature with constrained contour under the action of concentrated load.

Rogatin Yu. A., Nephedova L. A. Economic efficiency of space roofings.

An evaluation of technical and economic efficiency for structural decisions of prefabricated reinforced concrete roofings is presented. There is given the structure description of space roofings from large-size panel-shells (KZhS) of 3 by 18 m or 3 by 24 m and the standard positive Gauss curvature shells of 18 by 24 m and 24 by 24 m in comparison with standard ribbed slabs of 3 by 6 m or 3 by 12 m supported by roof trusses or beams, as well as with large-size two-slope slabs «on span» of 3 by 18 m. The formulars for calculation and diagrams for preliminary evaluation of economic efficiency of new structural decisions are given.

CONTENU

Khaidoukov G. K. Appliquer plus largement les structures spatiales à parois minces
Zhoukovsky E. Z., Chevtshenko O. V. Les voiles complexes en béton armé
Mikhailov O. V., Belostotsky A. M., Anutina M. A., Lapine O. B., Tchanov B. M. L'argumentation par calcul — expérience de la construction de réservoir de pression avec des armatures plates
Gordon L. A., Zhounoussov T. Zh., Itskov I. E., Kortchinskaja O. A. L'état contraint des tours de réfrigération appuyées réellement
Volkov I. V., Belajeva V. A., Kourbatov L. G., Adamov A. L. Les études des structures spatiales à parois minces en fibro-béton
Liberman A. D., Stakovitchenko E. I., Yankelevitch M. A. Les recouvrements spatiaux dans la construction industrielle de l'Ukraine
Ludkovsky A. M. Les essais en nature de voiles des recouvrements
Matselinsky R. N., Spannout L. S., Roukhline Ph. G. Le service commun des panneaux-voiles KZhS et des poutres des voies suspendues de grue
Tetior A. N., Roubel A. A., Redkine V. I. L'élaboration des projets et l'application des fondations et des murs d'appui ayant la forme des voiles
Tsatourjan I. G., Azizjan G. S., Zhoukovsky E. Z., Tcharoujsky Yu. A., Chabla V. Ph. La voile composée en béton armé de la salle de sport-concert en Erevan
Chougayev V. V., Krakovsky M. B. L'évaluation probable de la capacité portante des structures spatiales avec l'utilisation de modelage
Rogatine Yu. A., Nepheudova L. A. L'efficacité économique des structures spatiales

CONTENTS

Khaidoukov G. K. Wide application of thin-walled spatial structures
Shukovsky E. Z., Shevchenko P. V. Composite reinforced concrete shells
Mikhailov O. V., Belostotsky A. M., Anyutina M. A., Lyapin O. B., Chanov B. M. Design and experimental study of structure for pressure container with sheet reinforcement
Gordon L. A., Zhunusov T. Zh., Itskov I. E., Korchinskaya O. A. Stressed state of tower-cooler under real resting
Volkov I. V., Belyaeva V. A., Kurbatov L. G., Adamov A. L. Investigation of thin-walled spatial structures made of fibrous concrete
Liberman A. D., Stakovichenko E. I., Yankelevich M. A. Spatial roofings in industrial construction of the Ukrainian Soviet Socialist Republic
Lyudkovsky A. M. Full-scale tests of roofing shells
Matselinsky R. N., Spannout L. S., Rukhlin F. G. Combined service behaviour of panels-shells of KGS-type index and beams of cantilever crane roads
Tetior A. N., Rubel' A. A., Red'kin V. I. Projection and application of foundations and retaining walls in shell form
Tsaturyan I. G., Azizyan G. S., Zhukovsky E. Z., Charuisky Yu. A., Shablya V. F. Composite reinforced concrete shell of sport and concert hall in Yerevan
Shugaev V. V., Krakovsky M. B. Probability estimation of bearing capacity for spatial structures with use of model study
Rogatin Yu. A., Nefedova L. A. Economic efficiency of spatial structures

INHALTSVERZEICHNIS

Chaidoukov G. K. Breite Anwendung von dünnwandigen Raumkonstruktionen
Shukowski E. S., Schewtschenko O. W. Zusammengesetzte Stahlbetonschalen
Michailow O. W., Belostozkij A. M., Anjutina M. A., Ljapin O. B., Tschanow B. M. Rechnerisch experimentelle Darlegung von Konstruktion des Druckbehälters mit Blechbewehrung
Gordon L. A., Shunussow T. Sh., Izkow I. Je., Kortschinskaja O. A. Spannungszustand von Turmkühlern bei reeller Auflagerung
Wolkow I. W., Belajewa W. A., Kurbatow L. G., Adamow A. L. Untersuchung von dünnwandigen Raumkonstruktionen aus Fiberbeton
Liberman A. D., Stakowitschenko Je. I., Jankelewitsch M. A. Räumliche Dächer im Industriebau der Ukrainischen Sozialistischen Sowjetrepublik
Ljudkowskij A. M. Naturversuche von Dachschalen
Mazelinskij R. N., Spannout L. S., Rukhlin F. G. Verbundwirkung von KSHS-Schalenplatten und Trägern für Hängekranbahnen
Tetior A. N., Rubelj A. A., Red'kin W. I. Projektierung und Anwendung von Fundamenten und Stützwänden in Form von Schalen
Zaturjan I. G., Asisjan G. S., Shukowskij E. S., Tscharujskij Ju. A., Schablja W. F. Zusammengesetzte Stahlbetonschale des Sportkonzertsaaes in Jerewan
Schugajew W. W., Krakowskij M. B. Wahrscheinliche Bewertung der Tragfähigkeit von Raumkonstruktionen unter Anwendung von Modellierung
Rogatin Ju. A., Nefjodowa L. A. Ökonomische Wirkung von Raumkonstruktionen

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

Технический редактор *Е. И. Сангурова*

Корректор *Т. Г. Бросалина*

Сдано в набор 12.07.85.
 Формат 60×90^{1/8} Печать высокая
 Тираж 14.530 экз.

Подписано в печать 09.08.85.
 Усл. печ. л. 4,0.

Усл. кр.-отт. 4,75. Т-18420
 Уч.-изд. л. 5,71. Зак 293

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

Подольский филиал производственного объединения «Периодика» Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
 142110, г. Подольск, ул. Кирова, 26

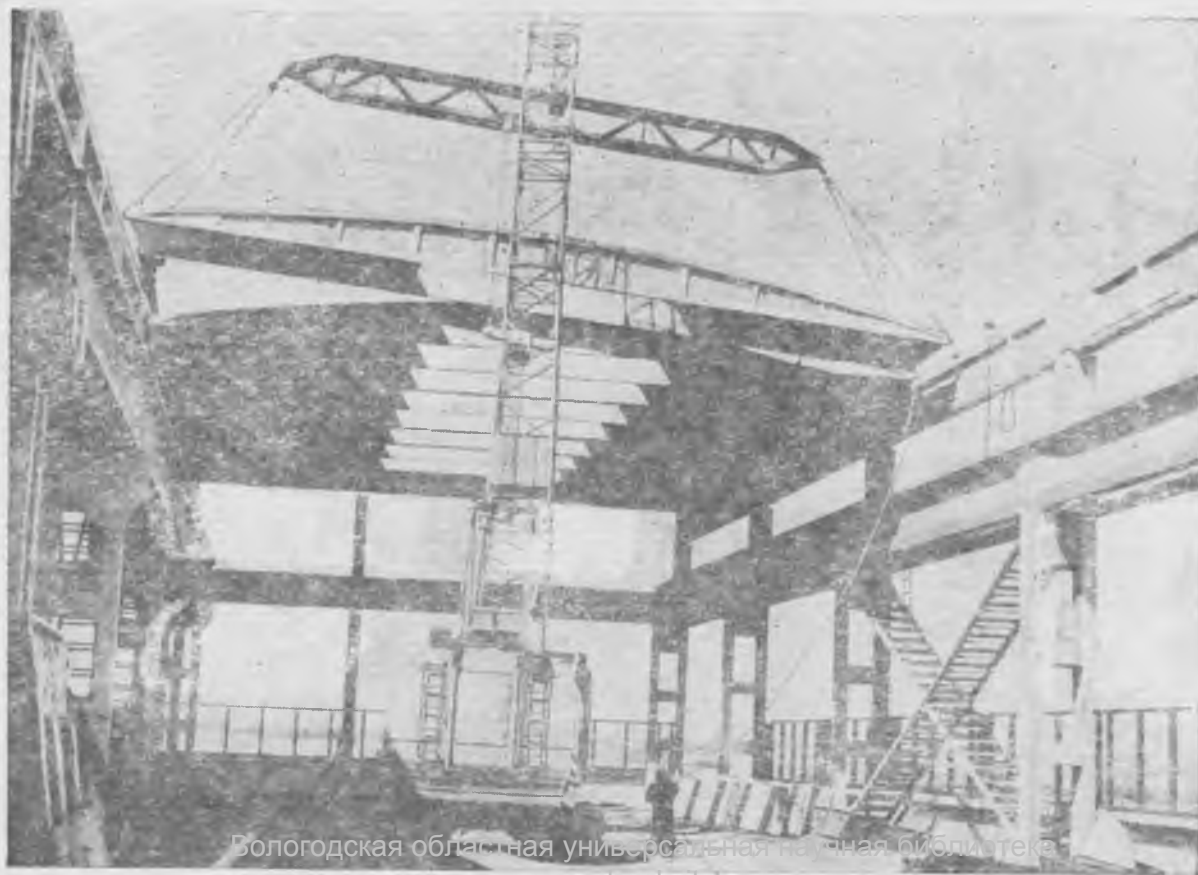
Вологодская областная универсальная научная библиотека

www.booksite.ru



Цирк в Костроме. Купол — сборно-монолитный диаметром 43 м.
Монтировали без лесов навесным способом

Монтаж покрытий промздания из панелей-оболочек КЖС
размером 3×18 м в Хабаровске



СОКРАЩЕНИЕ ЭНЕРГОЗАТРАТ ПРИ ПРОИЗВОДСТВЕ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

50% — ПОЛЕЗНО
ЗАТРАЧИВАЕМОЕ
ТЕПЛО

50% — ПОТЕРИ



- * НОРМАЛИЗАЦИЯ ЭНЕРГОПОТРЕБЛЕНИЯ ПРЕДПРИЯТИЙ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА
- * ВНЕДРЕНИЕ ЭНЕРГОСБЕРЕГАЮЩИХ РЕЖИМОВ ТЕПЛОВЛАЖНОСТНОЙ ОБРАБОТКИ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ И ИЗДЕЛИЙ
- * ВНЕДРЕНИЕ НОВЫХ ВЫСОКОЭФФЕКТИВНЫХ ПРОПАРОЧНЫХ КАМЕР
- * ВНЕДРЕНИЕ ПРОГРЕССИВНЫХ ЭНЕРГОСБЕРЕГАЮЩИХ МЕТОДОВ ТЕПЛОВОЙ ОБРАБОТКИ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ И ИЗДЕЛИЙ

80% — ПОЛЕЗНО
ЗАТРАЧИВАЕМОЕ
ТЕПЛО

20% — ПОТЕРИ

ЭКОНОМИЯ — СВЫШЕ 4 МЛН. ТОНН УСЛОВНОГО ТОПЛИВА