

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

ЗВЕЗДОВ А.И. Работы НИИЖБа на пороге своего 75-летия 2

КОНСТРУКЦИИ

БРАСЛАВСКИЙ Б.М., ХАРИТОНОВА Е.П. Висячие конструкции
и их применение в строительстве 4

СОЛОМОНОВ В.В., КУЗНЕЦОВА И.С. Особенности экспертизы
зданий и сооружений в современных условиях 7

АРМАТУРА

СЕМЕЧКИН А.Е., СЕМЧЕНКОВ А.С., МАДАТЯН С.А., ТИХОНОВ И.Н.
Применение арматурной стали класса А500С в строительстве
жилых домов из монолитного железобетона 9

ПАХОМОВ А.В., БОНДАРЕНКО В.И., ЧЕРНЫГОВ Е.А. Технология
арматурных работ при изготовлении блоков обделки
автодорожного тоннеля 12

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

ЗАЛЕСОВ А.С., МУХАМЕДИЕВ Т.А., ЧИСТЯКОВ Е.А. Расчет прочности
железобетонных конструкций при различных силовых воздействиях
по новым нормативным документам 16

В ПОМОЩЬ ЗАВОДСКИМ И СТРОИТЕЛЬНЫМ ЛАБОРАТОРИЯМ

ГУБАЙДУЛЛИН Г.А., БЛИНОВ А.А. Новые средства контроля
и автоматизации процессов термообработки бетона 20

ГУЛУНОВ А.В. Методы и средства неразрушающего контроля
бетона и железобетонных изделий 22

ТЕОРИЯ

КЛЕВЦОВ В.А., ИВАНОВ С.И. О минимальной жесткости диафрагм
рамно-связевого каркаса при образовании в них
технологических трещин 24

КРЫЛОВ С.Б. Исследование решения уравнений изгиба
железобетонных плит с трещинами 27

БИБЛИОГРАФИЯ

БАТРАКОВ В.Г. Интересная и нужная книга 29

НАШИ ЮБИЛЯРЫ

Г.К.Хайдукову — 90 лет 31



Москва
Издательство
"Ладья"

Журнал зарегистрирован в Министерстве печати и информации РФ. Рег. № 01080
Издательская лицензия № 065354 от 14.08.97

© Издательство "Ладья", журнал "Бетон и железобетон", 2002

Работы НИИЖБа на пороге своего 75-летия

Работы, выполненные учеными НИИЖБа в последние годы, охватывают наиболее важные проблемы современного строительства. В их числе следует упомянуть:

- новые компьютерные методы расчета и проектирования железобетонных конструкций

- физико-химическую теорию прочности и долговечности бетонов на основе представления о механизме деструкции и старения

- технические решения ограждающих конструкций с повышенным до 20% сопротивлением теплопередаче, возводимых с использованием монолитной теплоизоляции из особо легких теплоизоляционных бетонов марок по плотности D150-D300 и технические решения сборных ограждающих конструкций с использованием особо легких конструкционно-теплоизоляционных бетонов марок по плотности D350-D500

- разработку модификаторов для бетона, повышающих его прочность и долговечность, снижающих трудоемкость бетонных работ практически с полным отказом во многих случаях от вибрации для уплотнения бетона

- создание безусадочных бетонов путем введения в бетонную смесь добавок, компенсирующих усадку и обеспечивающих высокую прочность, морозостойкость, водонепроницаемость конструкций и их трещиностойкость

- совершенствование методов возведения зданий с натяжением арматуры на бетон в производственных условиях, что позволяет существенно снизить материалоемкость конструкций, повысить темпы их монтажа при снижении трудоемкости строительно-монтажных работ.

Методы расчета монолитных железобетонных конструкций с учетом физической нелинейности использованы при проектировании ряда крупных объектов в Москве, в том числе плит перекрытий и стен центрального ядра комплекса "Москва-Сити", плит перекрытий и стен 30-этажного здания "Реформа" из монолитного железобетона, монолитных плит перекрытий торгового центра "Рублевский пассаж", фундаментной плиты жилого дома в Саратове и др.

Созданный в НИИЖБе особо легкий полистиролбетон (марок по плотности D 150-D 300) по комплексу основных строительно-технических свойств и технико-экономических показателей (в которые входят тепло-технические показатели, долговечность, огнестойкость, соответствие санитарно-гигиеническим требованиям) превосходит известные отечественные и зарубежные утеплители (пенополистирольные пенопласты, минераловатные плиты многих разновидностей и т.п.).

Приготавливаемые в специальной мобильной установ-

ке, транспортируемые с помощью специальных бетононасосов и укладываемые в опалубку (при объеме воздухоувлечения до 30%), полистиролбетонные смеси отличаются высокой удобоукладываемостью без виброуплотнения. Эти технологии применены при возведении наружных стен зданий делового комплекса "Царев сад" в Москве. Стоимость ограждающих конструкций из такого бетона, в сравнении с традиционным трехслойным вариантом (с плитным утеплителем), снижается на 20-25%.

Новый вид неавтоклавно теплоизоляционного и конструкционно-теплоизоляционного ячеистого бетона – поробетон - характеризуется высокими теплозащитными, звукоизолирующими свойствами, позволяющими производить из него однослойные ограждающие конструкции, удовлетворяющие современным требованиям по теплозащите. Из разных видов поробетона возможно изготавливать все конструктивные элементы здания в сборном или монолитном вариантах: стены, перекрытия, перегородки, полы и др. Условия проживания людей в домах из поробетона по комфортабельности приближаются к деревянным, так как стены из этого материала "дышат". Введено в эксплуатацию свыше 20 разных предприятий по производству поробетонных изделий.

В последние годы все более остро встает проблема повышения надежности и сроков службы строительных объектов. В институте получены бетоны нового поколения с высокими эксплуатационными свойствами на основе расширяющихся вяжущих и органоминеральных модификаторов МБ. С применением таких бетонов ведется строительство многих крупных объектов в Москве, таких как аквапарк, третье транспортное кольцо, комплекс высотных зданий, реконструкция мостов через Москву-реку и др.

Исследования расширяющихся вяжущих позволили разработать технологию производства бетонов с компенсированной усадкой. Такой бетон может быть получен путем введения расширяющих добавок при перемешивании смеси. В бетонах на этих вяжущих исключено образование трещин в процессе твердения бетона, что важно для протяженных монолитных конструкций, таких как дороги, взлетно-посадочные полосы аэродромов и т.п. Благодаря особенностям структуры эти бетоны являются практически водонепроницаемыми, обладают высокой морозостойкостью и устойчивостью к воздействию агрессивных сред.

Для возведения зданий и сооружений, к облику которых предъявляются особо высокие архитектурные требования, разработаны специальные бетоны, отличающиеся сочетанием высоких декоративных свойств, прочностью, морозостойкостью и водонепроницаемо-

стью. Строительно-архитектурные свойства таких бетонов сопоставимы с природным камнем. Этот бетон может широко применяться для изготовления малых архитектурных форм, скульптурных композиций и т.д.

Концепции архитектурно-строительных систем для зданий различного назначения в наибольшей степени отвечает безригельный каркас. Такие каркасы применяются при строительстве жилых домов как малоэтажных, так и многоэтажных, многоэтажных гаражей, малоэтажных зданий различного назначения, при реконструкции существующих зданий с увеличением строительного объема и др.

Создано современное отечественное оборудование для выполнения работ в условиях строительной площадки, что позволило сократить материалоемкость зданий на 30-40%, а трудоемкость на 20%. Таким способом построено несколько десятков 16-этажных жилых домов. Сейчас в стадии возведения находятся жилой дом в Краснодаре, многоэтажный гараж и комплекс жилых зданий в Москве, разворачивается строительство в Московской области. Эта система строительства вызвала значительный интерес, что объясняется не только ее высокими экономическими показателями, но и большими архитектурно-планировочными возможностями, так как она обеспечивает размер ячейки до 9x12 м. На базе этой технологии может быть сделан существенный шаг вперед в области высотного строительства, когда этажность здания может быть увеличена почти вдвое без повышения нагрузки на нижние этажи и основание.

Выполнение хозяйственных договоров и работ по гарантийным письмам осуществляется институтом с более чем 800 организациями, среди которых следует отметить Концерн "Росэнергоатом", ЦНИИЭП им. Менделеева, ДСК-1, "Мосинжбетон", "Главмосстроймонолит", Оскольский металлургический комбинат, Калининская атомная станция, Челябинский металлургический комбинат, Беларусский металлургический завод и другие. Значительные объемы работ выполнены для организаций и предприятий, расположенных в Москве и Московской области, для предприятий и организаций Санкт - Петербурга, Челябинска, Твери, Нижнего Новгорода, Екатеринбурга, Кургана, Башкортостана, Красноярского края и многих других, а также в Беларуси и Узбекистане.

Среди наиболее крупных работ, выполненных по договорам, следует упомянуть: обследование состояния железобетонных конструкций Останкинской телевизионной башни после пожара с рекомендациями по их восстановлению; проведение комплекса работ по обследованию состояния строительных конструкций энергоблоков Билибинской АЭС; проведение работ в радиоастрономической обсерватории на плато Суффа в Узбекистане; исследование физико-механических свойств и условий применения в железобетонных конструкциях напрягаемой стержневой арматуры с пределом текучести 800-1000 Н/мм², производимой Беларусским металлургическим заводом и др.

Объемы работ и услуг НИИЖБа, выполненные за последние годы, непрерывно растут. За 2001 г., по сравнению с 2000 г., это увеличение составило 1,5 раза, а с 1999 г. — 2,92 раза.

За период 1999–2001 гг. сотрудниками института опубликовано 240 работ, в том числе 4 монографии. На 1-й Всероссийской конференции по проблемам бетона и железобетона, прошедшей в сентябре 2001 г., было представлено 48 докладов. За три прошедших года сотрудниками института получен 61 патент.

Тесные контакты институт поддерживает с Российской инженерной академией (РИА) и Российской академией архитектуры и строительных наук (РААСН). Следует отметить сотрудничество института с международными организациями в области бетона и железобетона — Европейской ассоциацией по товарному бетону (ЕРМКО), Международной федерацией по железобетону (ФИБ), Международной ассоциацией по пространственным конструкциям (ИАСС), Международным союзом по испытанию материалов (РИЛЕМ) и др.

Коллектив НИИЖБ стоит перед решением серьезных задач по повышению эффективности работы отрасли, к основным из которых следует отнести:

- разработку бетонов с регулируемыми режимами набора прочности во времени, в том числе бетонов, позволяющих отказаться от тепловой обработки изделий
- создание добавок-модификаторов, исключающих вибрирование как способа уплотнения бетонной смеси
- расширение применения высокопрочной арматуры
- модернизация заводов крупнопанельного домостроения путем перехода на гибкие технологии производства продукции
- роботизация и компьютеризация производства сборных конструкций и изделий
- существенное расширение использования зол и шлаков для производства бетона
- разработка технологий утилизации бетона после демонтажа устаревших зданий и др.

По уровню технических и экономических показателей и по объемам применения бетон и железобетон существенно доминирует в сравнении с другими строительными материалами. Поэтому технико-экономический эффект от практического применения той или иной разработки может быть весьма ощутим. Так, недавно проведенные работы норвежских специалистов показали, что финансирование исследований в области бетонов высоких технологий (было проанализировано 130 проектов, где использован такой бетон) дало отделу за период 1984–2000 гг. прибыль, в 19 раз превышающую первоначальные затраты.

Имеются все основания полагать, что некоторые разработки НИИЖБа не уступают и даже превосходят зарубежные аналоги.

Институту есть чем гордиться в канун своего 75-летия.

Б.М.БРАСЛАВСКИЙ, канд. техн. наук (ГНЦ "Строительство"); Е.П.ХАРИТОНОВА, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Висячие конструкции и их применение в строительстве

В 1886 г. на Всероссийской выставке в Нижнем Новгороде русский инженер В.Г. Шухов перекрыл четыре павильона различными видами покрытиями. К сожалению, гениальные идеи талантливого инженера остались не востребованными.

Первым, кто обратил внимание технической общественности на приоритет нашей страны в области создания, проектирования и строительства висячих покрытий, был организатор и руководитель лаборатории специальных железобетонных конструкций НИИЖБ Исаак Григорьевич Лютковский. Взвзвись за дело с присущей ему энергией и настойчивостью, ученый классифицировал висячие конструкции, разработал критерии оценки их эффективности, поставил и возглавил проблему экспериментально-теоретических исследований в этой области, которые весьма успешно решались коллективом лаборатории специальных железобетонных конструкций НИИЖБа.

Под руководством и при непосредственном участии И.Г. Лютковского сотрудниками НИИЖБ В.Лесниковым, Ф.А.Гохбаумом, Э.Н.Кузнецовым, Т.А.Усачевым, Е.П.Харитоновой, М.А.Ивановым и другими был решен целый ряд задач как исследовательского порядка, связанных с изучением работы вантовой системы, оболочек и совместно с ними опорного контура, так и задач чисто прикладного характера, относящихся к их проектированию и возведению.

Висячие покрытия обладают рядом преимуществ по сравнению с другими конструкциями. Они являются особенно перспективными в отношении использования прочностных характеристик материалов. Если в обычных конструкциях весьма трудно эффективно использовать высокопрочные стали, то для гибких растянутых вант возможно

применение материалов практически любой, сколь угодно высокой, прочности. Другим преимуществом висячих покрытий является то, что они могут быть возведены из сборных элементов без лесов и подмостей.

Теоретическими и экспериментальными исследованиями, выполненными в лаборатории специальных железобетонных конструкций, был выявлен ряд особенностей работы, присущих только висячим покрытиям. Было доказано, что опорный контур не может потерять устойчивость в своей плоскости при практически имеющих место нагрузках на покрытие. При несимметричной нагрузке на покрытие в опорном контуре возникают сравнительно небольшие изгибающие моменты за счет перераспределения усилий через посредство центрального узла. При превращении вантовой системы в железобетонную оболочку, нагружаемую неравномерной нагрузкой, изгибающие моменты в опорном контуре становятся минимальными. Следствием из этого является вывод о том, что при расчете опорного контура висячей оболочки несимметричное расположение снеговой нагрузки на покрытии может не учитываться. В вантах и во внутреннем кольце действуют в основном растягивающие усилия, а внешнее опорное кольцо работает в основном на сжатие, что позволяет для их изготовления с наибольшей эффективностью использовать прочностные свойства железобетона и стали.

Проведенные исследования позволили рекомендовать висячие железобетонные оболочки для возведения различных большепролетных сооружений. Важное преимущество таких оболочек заключается и в том, что их монтаж может быть осуществлен без лесов, а форма поверхности получается естественным образом. Эти конструкции

позволяют перекрывать без промежуточных опор очень большие пролеты и получать форму поверхности без дополнительных затрат, что и было убедительно доказано опытом возведения целого ряда зданий и сооружений.

Примером классического решения всего комплекса проблем может служить построенный на территории научного городка в Москве корпус № 15, в качестве покрытия которого использована преднапряженная железобетонная оболочка на основе радиально-вантовой системы диаметром 23 м положительной гауссовой кривизны. Конструкция, эксплуатационные качества которой проверяются на протяжении 53 лет, была возведена в 1959 г. и эксплуатируется без каких-либо изменений по настоящее время.

Прообразом висячих покрытий на основе радиально-вантовых систем отрицательной гауссовой кривизны может служить здание павильона с центральной опорой, построенное в г. Люберцы Московской обл. в 1960-е годы и эксплуатируемое до настоящего времени.

В 1965-67 гг. НИИЖБом были разработаны и впоследствии построены резервуары для воды емкостью около 5000 м³ для возведения на подрабатываемых территориях. Использование покрытия шатрового типа позволило практически полностью разгрузить стены резервуаров и с целью минимизации неблагоприятного влияния неравномерных осадок сосредоточить всю вертикальную нагрузку в центральной стойке. Резервуары этой конструкции были возведены и успешно эксплуатируются в Луганской обл.

В 1966 г. на территории пансионата в Нальчике было возведено здание столовой, перекрытое висячей железобетонной вогнутой оболочкой диаметром 35 м. Ванты этого сооружения были изготовлены из

стержневой стали, а наружное кольцо — из железобетона. 22 насосные станции с висячим покрытием в виде вогнутой железобетонной оболочки диаметром около 20 м начиная с 1967 г. были возведены на канале Иртыш — Караганда. Монтаж вант и плит покрытия производился в навес, что было особенно важно, так как монтировать леса при высоте помещения около 20 м и крайне ограниченном свободном пространстве из-за наличия насосов практически не представлялось возможным.

В 1968 г. на центральной улице Владивостока было закончено строительство двухзального кинотеатра "Океан", который в перспективном плане застройки являлся одним из важнейших градообразующих факторов центра города. Основной объем здания, имеющего эллиптическое очертание в плане с осями 64x38 м, был перекрыт сборно-монолитной преднапряженной висячей оболочкой вогнутого типа с плоским железобетонным опорным контуром. Геометрическое очертание сетки вант было выбрано из условия безизгибной работы опорного контура при максимальной нагрузке, когда, кроме собственного веса, на покрытие действует нагрузка от подвесного потолка и оборудования, снеговая нагрузка, а ванты подходят к центральному кольцу горизонтально. Как и следовало ожидать, изгибающие моменты при нагрузках с одной осью симметрии по схемам, когда центральный узел смещается по горизонтали, оказались на порядок меньше, чем при других схемах нагружения. Оригинальной была схема монтажа покрытия — при помощи крана, установленного в центральном кольце.

Крытая стоянка автобусов в Киве, перекрытая радиальным шатровым висячим покрытием диаметром 160 м, была возведена в 1971—1975 гг. Впервые в мировой практике строительства была использована конструкция комбинированной гауссовой кривизны: у контура — положительной, а в центральной зоне — отрицательной.

Шатровое покрытие стоянки автобусов диаметром 102 м, возведенное в Новгороде, имело характерную особенность, которая впервые была применена при строительстве такого типа зданий — централь-

ная колонна, воспринимающая практически всю вертикальную нагрузку, была разделена сферическим шарниром по высоте на две части. Такое решение позволяло практически полностью исключить появление изгибающих моментов во внешнем опорном контуре и, как следствие этого, снизить расход материалов. Впервые на сооружениях подобного типа были проведены замеры вертикальных перемещений вант, величины отклонений центральной колонны от вертикали и фактические усилия в вантах. Все результаты достаточно хорошо согласовывались с полученными теоретическим путем.

В работе [1] сформулированы предпосылки получения наряду с железобетонными висячими оболочками экономичных и легко возводимых вогнутых стальных оболочек-мембран, выполненных из тонких листов различных материалов. Здесь рассматриваются задачи и их решения на возведении покрытий из тонких стальных листов, воспринимающих действие нагрузки исключительно усилиями растяжения в пролетной конструкции. Такие конструкции можно осуществлять, в основном используя два технологических приема: приданием отдельным элементам заранее необходимой формы с последующим их соединением между собой с помощью шаблонов или передвижных лесов; первоначальным созданием плоских мембран и приданием им двоякой кривизны под действием собственного веса и временной нагрузки. Очевидно, что второй способ обладает целым рядом технологических преимуществ, позволяющих минимизировать стоимость возведения конструкции. Предварительные расчеты висячих конструкций мембранного типа позволили выявить их весьма высокую несущую способность, что связывалось с двухосной работой материала при практически равных величинах напряжений в ортогональных направлениях [2].

Основные результаты, полученные при изучении работы висячих мембранных покрытий, опубликованы в статьях И. Г. Людковского, М. А. Иванова, А. А. Филякина, Б. М. Браславского, Е. Ш. Фельдмана, А. В. Пасюты и других. Теорети-

чески задача о работе сферической мембраны с учетом деформации опорного контура была решена в работе [3] и в кандидатской диссертации М. А. Иванова.

Первый опыт возведения мембранной висячей оболочки кругового очертания в плане был получен при строительстве экспериментального покрытия здания на территории НИИЖБа в 1968 г. Пролетная конструкция этого покрытия, диаметр которого превышал 20 м, была изготовлена на специально подготовленной площадке на поверхности земли из листов кровельного железа толщиной 0,67 мм, сваренных дуговой сваркой полуавтоматами в защитной среде углекислого газа. После присоединения оболочки к железобетонному опорному контуру покрытие было поднято на проектную отметку домкратами системы подъема этажей, установленными на вершине колонн. Покрытие было испытано на нагрузку 3 кПа и показало достаточно высокую несущую способность. Впоследствии в течение ряда лет конструкция эксплуатировалась в качестве покрытия здания и была заменена в связи с недостаточной коррозионной стойкостью.

Практически все построенные до 1977 г. сооружения, пролетная конструкция которых выполнялась в виде тонколистовой безмоментной оболочки, имели круговое или близкое к нему очертание в плане. В ряде работ отечественных и зарубежных авторов подчеркивалось, что контуры квадратного и тем более прямоугольного плана должны воспринимать изгибающие моменты такой большой величины, что запроектировать покрытие конкурентоспособным по сравнению с покрытием кругового очертания невозможно.

Исследованиям напряженно-деформированного состояния опорного контура мембранных покрытий прямоугольного плана был посвящен ряд экспериментально-теоретических работ, выполненных в лаборатории спецконструкций НИИЖБ. Для решения поставленной задачи предстояло выяснить характер воздействий, передаваемых мембранной пролетной конструкцией на опорный контур. Неизвестными оставались характер работы контура при воздействии неравномерных нагру-

зок на покрытие, влияние сосредоточенных сил и др. С целью решения поставленных задач исследования проводились на ряде моделей квадратного плана размером от 0,6x0,6 м до 12x12 м, имеющих как недеформируемый, так и деформируемый в горизонтальной плоскости опорный контур различной изгибной жесткости в направлении действия цепных усилий [4]. Параллельно теоретически задача была решена с использованием алгоритмов метода конечных разностей и метода конечных элементов. Задача решалась в геометрически нелинейной постановке. В результате проведенных исследований были выявлены особенности мембранных висячих покрытий прямоугольного плана и сформулированы условия для их проектирования.

Первым объектом, где все эти идеи были осуществлены, явилось построенное в 1977 г. покрытие спортивного зала в п. Некрасовка (Москва) размером 24x27 м. Проект каркаса здания, возведение и испытание покрытия были выполнены лабораторией спецконструкций. Опорный контур был изготовлен из трубы 427x8 мм, заполненной бетоном марки 300. Пролетную конструкцию из листовой стали С 38/23 по ГОСТ 8557-57 толщиной 1,8 мм сваривали на поверхности земли. На отметке 1,2 м от поверхности земли покрытие было испытано на неравномерное и равномерное нагружение нагрузкой 3 кПа при наибольшем перепаде нагрузок 1:3 и при этом были подтверждены величины, полученные расчетным путем. Здание спортзала с мембранным висячим покрытием успешно эксплуатируется и в настоящее время [5].

Идеи, реализованные при строительстве спортивного зала в п. Некрасовка, позволили возводить конструкции, аналогов которых в мировой практике строительства до этого не существовало.

В последующие годы внедрение висячих мембранных покрытий прямоугольного плана было осуществлено на целом ряде объектов. Рекордным по перекрываемому пролету явилось покрытие над цехом № 2 Московского завода "Компрессор", имеющее размер в осях 66x81 м. Применение такого покрытия по-

зволило решить еще одну задачу, связанную с реконструкцией этого цеха без остановки производства. Был использован следующей технологической прием: на существующем покрытии смонтированы подмости, по которым уложена мембрана и после ее приварки к трубобетонному контуру демонтированы вначале подмости, а затем и отслужившее деревянное многопролетное покрытие.

Впервые крановое оборудование было подвешено к мембранной пролетной конструкции при возведении покрытия над цехом стекольного завода в г. Уршели Владимирской обл. После этого были построены и в настоящее время эксплуатируются здания с мембранными висячими покрытиями прямоугольного плана размером от 18 до 30 м в Саратове, Сочи, Подлипках, разработан проект покрытий реконструируемых и вновь строящихся цехов АЗЛК (Москва) и др.

Опыт, приобретенный в результате выполненных исследований, проектирования и возведения мембранных висячих покрытий, в полной мере был использован при создании проекта покрытия над трибунами Большой спортивной арены в Лужниках. Работа была выполнена под руководством И.Г.Людковского авторским коллективом в составе архитекторов Л. Гильбурда, А.Симонова, В.Давиденкова, Ю.Евтухова и других, инженеров А.Филикина и М.Иванова [6].

Идеи, реализованные при создании этого проекта, воистину многогранны. Размер перекрываемого пространства без промежуточных опор производил огромное впечатление — 238x298 м. Размер отверстия в центре покрытия был равен размеру футбольного поля, и оно в точности повторяло его конфигурацию. Таким образом, внешний и внутренний контуры покрытия имели прямолинейные вставки, величина которых приближалась к 100 м.

Предполагалось, что покрытие надтрибунного пространства может быть трансформировано в покрытие всего стадиона путем надвигки по прямым вставкам внутреннего опорного контура специальных конструкций. Учитывая то обстоятельство, что перекрыть стадион пред-

полагалось к Олимпийским играм 1980 г. был предложен весьма оригинальный способ зажжения Олимпийского огня с последующим подъемом его специальным механизмом на уровень покрытия. Конструкция, предложенная для перекрытия стадиона, прошла всестороннюю экспериментально-теоретическую проверку, модели ее были испытаны на действие постоянных и временных нагрузок, проверены путем продувки в аэродинамической трубе ЦАГИ, испытаны на действие нагрузок при пожаре и показали высокую надежность.

Приведенные в данной статье конструктивные решения висячих покрытий были найдены и реализованы в лаборатории специальных железобетонных конструкций НИИЖБа под руководством лауреата Государственной премии СССР, доктора технических наук, профессора Исаака Григорьевича Людковского. Его творческий путь был многогранен. В нем гармонично сочетались качества талантливого ученого, выдающегося инженера и замечательного новатора. Его вклад в науку о железобетоне трудно переоценить, он находил ему применение там, где, казалось бы, этому материалу нет места. Особенно плодотворно ученый работал на стыке исследований и инженерии.

Библиографический список

1. Людковский И.Г. Современное состояние и перспективы применения висячих покрытий. Висячие покрытия. Госстройиздат М., 1962 г.
2. Фрей О. Висячие покрытия их формы и конструкции. Пер. с немецкого Ф.Г. Калиша. Госстройиздат, 1960.
3. Иванов М.А., Филикин А.А. Расчет висячего покрытия в виде сферической мембраны с учетом деформации опорного контура. В сб. Висячие покрытия М. 1971.
4. Браславский Б.М. Экспериментальные исследования квадратных мембран. В сб. Висячие покрытия по ред. И.Г. Людковского М. 1973.
5. Браславский Б.М. Опыт моделирования и проектирования мембранных висячих покрытий прямоугольного плана. Компьютерное моделирование и проектирование пространственных конструкций. Тезисы докладов научной сессии. Москва, 2001.
6. Хайдуков Г.К. Впередсмотрящий. Архитектура и строительство Москвы// № 5. — 1997.

Особенности экспертизы зданий и сооружений в современных условиях

Современная строительная индустрия и масштабы градостроительства приобрели широкий размах. В крупных городах строится множество высотных зданий по индивидуальным проектам и возводятся уникальные сооружения и комплексы многофункционального назначения. Практика прошлых лет в отношении долгостроев успешно преодолевается. В связи с этим незавершенные строительством объекты подвергаются реконструкции, перепрофилируются и вводятся в эксплуатацию.

Завершение строительства таких объектов возможно лишь после экспертизы фактического состояния строительных конструкций, в ходе которой необходимо проводить не только оценку прочностных свойств материалов, но также качество и степень завершенности монтажа конструкций. Экспертиза состояния строительных конструкций типовых зданий гражданского и промышленного назначения не представляет большой сложности. Методики по обследованию типовых зданий существуют и успешно применяются.

В практике обследования довольно часто встречается явление, когда недостроенный объект не подвергался консервации и находился в заброшенном состоянии в течение нескольких лет. Вследствие воздействия климатических факторов железобетонные и металлические конструкции приобретают дополнительные дефекты и повреждения, которые необходимо фиксировать и учитывать при проведении поверочных расчетов конструкций. Также необходимо учитывать факт перепрофилирования функционального назначения объекта и соответствие его конструктивных решений требованиям современных строительных норм и правил. Особенно это касается обеспечения требований норм по огнестойкости и огнестойкости уникальных и особо ответственных зданий и сооружений, а также

по сейсмостойкости объектов, расположенных в сейсмически активных зонах.

Лаборатория "Температуростойкости и диагностики бетона и железобетонных конструкций" имеет многолетний практический опыт обследования состояния зданий и сооружений различного назначения, в том числе объектов после расконсервации. Накопленный опыт, обширный банк данных и специально разработанные в лаборатории методики по обследованию состояния строительных конструкций позволяют проводить экспертизу в кратчайшие сроки, оперативно и качественно. Примером могут служить такие уникальные и сложные объекты, как Счетная Палата РФ, международная обсерватория на плато Суффа в Узбекистане и др.

При проведении обследования здания Счетной Палаты особый интерес представляла оценка состояния узлов сопряжения конструкций и степень их завершенности при монтаже. В ходе экспертизы проведено детальное обследование всех строительных конструкций и приняты решения по усилению некоторых узлов опирания конструкций.

Строительство комплекса зданий и сооружений международной радиоастрономической обсерватории с телескопом РТ-70 на плато Суффа в высокогорном районе Узбекистана велось в период 1983-1990 годов. К моменту приостановки строительства объемы строительных работ были выполнены на 60%. После прекращения строительства консервация объекта не производилась. В 2001 г. было принято решение о продолжении и завершении строительства обсерватории.

Перед началом строительных работ была проведена экспертиза комплекса зданий обсерватории, в ходе которой было выявлено состояние смонтированных конструкций, качество и степень завершенности монтажа, определены прочностные характеристики материалов и состо-

яние арматуры в конструкциях, конструктивное соответствие смонтированных конструкций проекту, особенно в отношении армирования монолитных элементов.

Кроме того, анализ первоначальных проектов зданий и сооружений показал необходимость доработки проектных решений с точки зрения соответствия конструктивных решений требованиям сейсмостойкости, так как район строительства относится к 9-балльной сейсмической зоне. В первоначальном проекте во всех зданиях и сооружениях были запроектированы неармированные кирпичные перегородки, а в качестве конструктивной схемы зданий был широко применен сборный железобетонный каркас с тяжелыми навесными стеновыми панелями. Опыт обследования зданий после землетрясения в Армении показал, что наиболее надежными в конструктивном отношении являются здания из монолитного железобетона либо запроектированные на едином монолитном основании, с применением легких ограждающих стеновых конструкций типа "сэндвич". По результатам экспертизы были разработаны мероприятия по усилению поврежденных конструкций и предложены принципиальные конструктивные решения, обеспечивающие сейсмостойкость зданий.

Для обеспечения безопасной жизнедеятельности городов необходимо уделять должное внимание состоянию существующих зданий и сооружений, находящихся в эксплуатации не одно десятилетие, и своевременно проводить экспертизу по оценке состояния строительных конструкций объектов с целью принятия решений о возможности их безопасной эксплуатации. Особенно это касается таких важных и необходимых для народного хозяйства объектов, как атомные станции.

Большинство действующих атомных станций построено в 70-е годы XX века, и предусмотренный

проектный ресурс их безопасной эксплуатации завершается. Создание замещающих мощностей АЭС требует значительных инвестиций, изыскать которые в сложившейся сегодня экономической ситуации практически невозможно. В связи с этим первоочередным является вопрос о возможности продления эксплуатации действующих АЭС, объективно ответить на который возможно лишь после проведения технической экспертизы состояния строительных конструкций зданий и сооружений, надежности и работоспособности оборудования, соответствия условий работы станции требованиям действующих санитарно-гигиенических норм.

В отношении строительной части эксплуатации АЭС проведение экспертизы по определению остаточного ресурса для продления их срока эксплуатации необходим определенный подход. Существующие нормативные и рекомендательные документы содержат требования и методики по безопасности проектирования и надежности эксплуатации станций. Однако методика по определению остаточного ресурса работы АЭС, выработавших свой проектный ресурс, на настоящий момент находится в начальной стадии разработки.

Специалисты лаборатории температуростойкости и диагностики бетона и железобетонных конструкций НИИЖБа, имеющие большой опыт в области экспертизы зданий и сооружений различного назначения, предложили свой подход к решению проблемы обоснования остаточного ресурса АЭС.

Методика основана на анализе остаточной несущей способности и долговечности конструкций по результатам технического обследования объекта, находящегося в процессе эксплуатации. При этом должны учитываться фактические техногенные воздействия, технологические нагрузки, конструктивные схемы зданий, состояние грунтов и оснований. В ходе технического обследования, наряду с определением фактических прочностных характеристик материалов, фиксируются обнаруженные дефекты и повреждения конструкций, с последующим анализом причин их возникновения и влияния на работу конст-

рукций и здания в целом. Большое значение имеет анализ проектно-технической и эксплуатационной документации, представляемой экспертам эксплуатирующей организацией, проводившей периодические наблюдения за состоянием строительных конструкций в процессе эксплуатации. Фиксируются также данные о мероприятиях по ремонту и реконструкции, имевших место в процессе эксплуатационного срока.

Анализ результатов технического обследования заключается в определении соответствия фактического состояния конструкций требованиям проекта и действующим нормативным документам. В случае уменьшения размеров сечений, фактической прочности материала, изменения расчетной схемы работы конструкции, нагрузок и воздействий, а также при обнаружении дефектов, влияющих на снижение несущей способности конструкций, производится поверочный расчет конструкций с учетом перечисленных факторов с целью определения их остаточной несущей способности. Результаты анализа совокупности вышеперечисленных факторов позволяют сделать вывод об остаточной несущей способности и долговечности строительных конструкций, разработать мероприятия по продлению срока эксплуатации действующих АЭС.

Изложенная методика была успешно применена специалистами НИИЖБа при обследовании Билибинской атомной станции, расположенной в Чукотском автономной округе в районе вечной мерзлоты. Цель работы заключалась в выявлении возможности продления срока эксплуатации БиАЭС по результатам фактического состояния строительных конструкций зданий, сооружений и грунтов. Обследование фактического состояния строительных конструкций в "чистых" и "грязных" (с повышенным радиационным фоном) зонах проводилось инструментальными методами контроля прочности бетона и визуально. В зонах, не доступных для непосредственного обследования, таких как реакторные шахты и хранилища радиоактивных отходов, производилась косвенная оценка состояния конструкций с применением результатов экспериментальных исследо-

ваний, связанных с воздействием повышенной температуры и радиации на различные виды бетонов.

В ходе работы произведен анализ динамики чаши оттаивания под главным корпусом, конструктивных схем зданий с учетом проведенных в процессе эксплуатации ремонтов и перепланировок, эксплуатационных нагрузок и техногенных воздействий, оценка деформаций и осадок строительных конструкций в динамике за период эксплуатации по результатам ежегодных натуральных наблюдений за осадками фундаментов зданий и сооружений, геодезической съемки отклонений колонн от вертикали и съемки подкрановых путей. Определены фактическая прочность бетона, состояние арматуры в конструкциях, состояние металлоконструкций каркаса и узлов их сопряжения. Выявлены дефекты и повреждения в строительных конструкциях и причины их возникновения.

На основании результатов технического обследования разработан перечень необходимых мероприятий, обеспечивающих возможность дальнейшей безопасной эксплуатации строительных конструкций зданий и сооружений станции. Анализ совокупности вышеперечисленных факторов позволил сделать вывод о том, что после выполнения ремонтных работ, согласно представленному перечню, остаточный ресурс строительных конструкций зданий и сооружений промплощадки БиАЭС составляет не менее 15 лет. Учитывая длительный срок эксплуатации зданий и сооружений промплощадки БиАЭС, следует не реже одного раза в три года проводить технические обследования состояния строительных конструкций.

Особую компетентность и грамотный подход требует экспертиза зданий и сооружений после пожара. Главной проблемой здесь является корректная оценка влияния высокотемпературных воздействий на строительные конструкции. Проблема влияния воздействия высоких температур на бетон, арматуру и строительные конструкции исследовалась в НИИЖБе и ВНИИПО на протяжении многих лет. Собран большой банк данных. Результаты исследований вошли в действующие строительные противопожар-

ные нормы и применяются в практике обследования.

Лаборатория температуростойкости и диагностики бетона и железобетонных конструкций НИИЖБа разработала и успешно применяет на практике методику оперативной диагностики состояния строительных конструкций после пожара, в том числе с использованием метода научного прогнозирования. Последний был успешно применен при обследовании подземных железобетонных тоннелей Камского автомобильного завода двигателей - КАМАЗа, подвергнувшегося пожару в 1985 г., и после пожара на Останкинской телебашне в 2001 г. Он заключается в том, что еще до непосредственного технического обследования объекта можно сделать прогноз состояния строительных конструкций, составив возможный наихудший сценарий пожара с учетом максимально возможной пожарной нагрузки, конструктивных решений и геометрии объекта.

Так, после 5-дневного горения отработанного масла в тоннелях КАМАЗа непосредственный доступ к конструкциям был невозможен из-за обрушений технологических металлоконструкций и заполнения тоннелей водой и угарными газами. Разбор завалов предполагал дли-

тельный временной период. Предварительное заключение о состоянии строительных конструкций было составлено до выхода экспертов на объект. По методу научного прогнозирования были проанализированы конструктивные схемы, сечения элементов и габариты подземных тоннелей, подсчитана возможная пожарная нагрузка, ее калорийность и расположение в пространстве тоннелей, определены зоны возможного максимального, средней интенсивности и слабого огневого воздействия, а также ожидаемые, характерные для этих зон, дефекты и повреждения конструкций. Схема зонирования по степени повреждений конструкций позволила оперативно начать разборы завалов в пространстве тоннелей, начиная с менее поврежденных зон. Результаты технического обследования фактического состояния строительных конструкций полностью совпали с предварительными выводами, составленными методом научного прогнозирования.

Аналогичный подход к обследованию строительных конструкций после пожара применен на Останкинской телебашне. Он позволил оперативно и четко провести техническое обследование в особых условиях ограниченного пространства

и большой высоты. По его результатам была составлена принципиальная схема развития сценария пожара, определены величины, продолжительность и место воздействия температур. При анализе фактического состояния конструкций телебашни после пожара использовались результаты научных исследований по оценке влияния высоких температур на бетон, арматуру и предварительное напряжение в арматуре. В процессе экспертизы были выявлены недостатки в противопожарной защите конструкций телебашни, которые легли в основу вновь разработанных противопожарных мероприятий.

Особое значение приобрел метод научного прогнозирования при оценке состояния железобетонных перекрытий 4-го блока Чернобыльской АЭС после катастрофы. По результатам работы выпущена книга под названием "Высокотемпературный нагрев железобетонных перекрытий при аварии на Чернобыльской АЭС".

В настоящее время в НИИЖБе проводится разработка новой концепции подхода к проектированию наиболее ответственных и уникальных зданий и сооружений с точки зрения обеспечения их огнесохранности после пожара.

АРМАТУРА

А.Е.СЕМЕЧКИН, канд. техн. наук, А.С.СЕМЧЕНКОВ, д-р техн. наук (Центр "Поликварт"); С.А.МАДАТЯН, д-р техн. наук, проф., И.Н.ТИХОНОВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Применение арматурной стали класса А500С в строительстве жилых домов из монолитного железобетона

До последнего времени в нашей стране основным видом арматуры для железобетонных конструкций была сталь периодического профиля класса А400 (А-III). В СССР и России эта арматура изготавливается из стали марок 35ГС и 25Г2С, которые (особенно 35ГС) по общепринятым нормам являются ограниченно свариваемыми. В частности, для стали

35ГС СНиПом 2.03.01-84* запрещена дуговая сварка вкрест, которая, к сожалению, до сих пор повсеместно применяется. В результате большинство тяжелых аварий железобетонных конструкций в процессе строительства происходит имен-

но по причине дуговых прихваток стали 35ГС, а в отдельных случаях и 25Г2С.

Несмотря на высокую прочность сварных соединений этих сталей, выполненных контактной стыковой и другими видами сварки с большими тепловложениями, пластичность этих соединений очень низка, и они не выдерживают изгиба. Это вынуж-

* А500С в русской транскрипции

Таблица 1

Завод изготовитель и выпускаемый сортament	Механические свойства					
	$\sigma_{0,2}$	$S\sigma_{0,2}$	σ_e	$S\sigma_e$	δ_5	$S\delta_5$
ЗСМК, 12-32 мм	579,3	39,9	692,0	45,4	20,0	1,77
Белорусский МЗ, 10-40 мм	578,6	26,0	696,3	25,4	22,4	2,0
"Криворожсталь", 10-32 мм	596,5	38,5	687,4	40,6	23,8	2,83
АО "Северсталь", 12-25 мм	583,2	41,26	689,2	33,0	22,5	1,68
Чусовской МЗ, 12-32 мм	555,7	21,9	726,1	28,7	23,3	3,0

дает при строительстве зданий из монолитного железобетона с использованием арматуры класса А400 (А-III) из стали марки 35ГС полностью отказаться от сварки при выполнении арматурных работ и принимать значительные запасы по сечению арматуры, так как опасность дуговых прихваток сваркой продолжает существовать, а надлежащий контроль качества арматуры и арматурных работ обеспечить трудно.

Начиная с 1991 г. все европейские страны полностью перешли на применение в обычном железобетоне действительно свариваемой арматуры класса В500* с пределом текучести $\sigma_{\tau} \geq 500 \text{ Н/мм}^2$ [1].

В соответствии с требованиями Евростандарта EN 10080 эта унифицированная свариваемая арматура имеет химический состав, определяемый содержанием в стали углерода не более 0,22% и углеродным эквивалентом

$$C_{\text{эв}} = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15},$$

не более 0,5%.

Ассоциацией стандартизации в черной металлургии совместно с Госстроем России был разработан и выпущен стандарт СТО АСЧМ 7-96 [3], который, по аналогии с EN 10080 и ISO/DIS 6935-2, регламентирует нормы химического состава, механические свойства и другие нормативные требования к арматурной стали класса А500С. В соответствии с этими требованиями арматурная сталь выпускается термомеханически упрочненной в потке проката, горячекатаной с микролегированием или холоднодеформированной. Способ производства и нижние границы химического состава выбираются заводом-изготовителем исходя из гарантий свариваемости без разупрочнения, пластичности ($\delta_5 \geq 14\%$) и угла изгиба вокруг оправки диаметром 3d не менее 180° и т.д., а также нормируемой выносливости и других показателей.

Применение такой арматуры вместо класса А400, по зарубежным данным, обеспечивает 10%-ную экономию стали в строительстве [2].

Начиная с 1993 г. НИИЖБ совместно с Западно-Сибирским ме-

таллургическим комбинатом и Белорусским металлургическим заводом начал работы по освоению производства и применения унифицированной свариваемой арматуры класса А500С.

В настоящее время пять металлургических предприятий России и стран СНГ изготавливают сертифицированную в системах ГОСТ Р и "Мосстройсертификация" сталь класса А500С (см. табл. 1).

ЗСМК, БМЗ, "Криворожсталь" и "Северсталь" изготавливают термомеханически упрочненную сталь, а Чусовской МЗ – горячекатаную с микролегированием ванадием. Кроме того, термомеханически упрочненную арматуру класса А500С диаметром 12-20 мм освоил Магнитогорский металлургический комбинат, а диаметром 10-40 мм начинает производить Оскольский электрометаллургический комбинат. Таким образом в настоящее время нет ограничений ни по сортаменту, ни по объемам применения этой арматуры.

Как видно из данных табл. 1, браковочное или нормированное значение предела текучести σ_{τ} по всем заводам-производителям арматурной стали класса А500С с 95% вероятностью превышают 500 Н/мм^2 , а расчетное сопротивление R_s обеспечивается с вероятностью, близкой к 100%.

При входном контроле арматуры на строительных объектах Центра "Поликварт" установлено, что средние минимальные значения σ_{τ} , σ_e и δ_5 были соответственно 545,0 и 501,5 Н/мм^2 , 662,2 и 633,2 Н/мм^2 и 21,0 и 16,8%.

Для эффективного применения в строительстве арматурной стали класса А500С НИИЖБом совместно с ГУП КТБ "МОСМ" и другими организациями были разработаны "Рекомендации по применению в

железобетонных конструкциях термомеханически упрочненной свариваемой арматуры новых видов" (М. 1997г.) и территориальные строительные нормы г. Москвы ТСН 102-00 "Железобетонные конструкции с арматурой классов А500С и А400С" (М. 2000 г.).

О преимуществах арматурной стали класса А500С по сравнению с арматурой класса А400 (А-III) можно судить по данным табл. 2.

Внедрение арматурной стали класса А500С в монолитном строительстве одним из первых начал Центр по проектированию и строительству жилых и общественных зданий "Поликварт". Еще в 1998 г. сотрудниками этого центра и НИИЖБ получен сертификат на технологическое ноу-хау (правила системы СООИС) № 98НХ381А "Эффективное применение арматурной стали класса А500С в монолитном и сборно-монолитном строительстве". Путем анализа проектно-технических решений конкретных объектов монолитного строительства установлено, что значительное сокращение металлоемкости при замене арматурной стали класса А400 (А-III) на А500С может быть достигнуто не только за счет более высокого расчетного сопротивления этой стали (табл. 2), но и в значительной степени в результате одновременного применения современных эффективных методов расчета, конструирования и технологических решений, приемлемых именно при использовании арматурной стали класса А500С, а также надлежащего контроля качества арматурных и бетонных работ.

В соответствии с ППМ от 24.12.92 г. № 1110 "О комплексной реконструкции кварталов 26-27 Новых Черемушек ЮЗАО г. Москвы" функции заказчика возложены на ООО "Центр Поликварт".

Таблица 2

Нормативные документы, механические свойства, области применения, эффективность	Класс арматуры		
	A400 (A-III)		A500C
	Марка стали		
	35ГС	25Г2С	
Нормативные документы для поставки	ГОСТ 5781-82		СТО АСЧМ 7-93
Нормативные документы для расчета и проектирования ж/б конструкций	СНиП 2.03.01-84		"Рекомендации" НИИЖБ ТСН 102-00
Временное сопротивление разрыву σ_s , Н/мм ²	590	590	600
Предел текучести $\sigma_T(\sigma_{0,2})$, Н/мм ²	390	390	500
Относительное удлинение δ_5 , %	14	14	14
Угол изгиба при диаметре оправки $C=3d$	90°	90°	180°
Расчетное сопротивление растяжению R_s , Н/мм ²	Ø мм 355 Ø 10...40 мм 365	Ø 6,8 мм 355 Ø 10...40 мм 365	450
Расчетное сопротивление сжатию R_{sc} , Н/мм ²	-	-	450
Нормативное сопротивление, R_{sn} , Н/мм ²	390	390	500
Применение при отрицательных температурах	до - 40°C	до - 55°C	до - 55°C
Применение дуговой сварки прихватками крестообразных соединений	Запрещено	Не рекомендуется	Допускается
Применение в качестве анкеров закладных деталей	Допускается		Рекомендуется для повышения надежности
Применение в качестве монтажных петель	Запрещено	Запрещено	Возможно
Возможный экономический эффект относительно арматуры класса А400 (А-III)	—	—	10...25%

Для сокращения сроков и стоимости строительства "стартового" переселенческого корпуса 9А квартала 26-27 Новых Черемушек, выполняемого по индивидуальному проекту Мастерской № 11 Моспроекта 1 с несущим каркасом из монолитного железобетона, а также других жилых домов этого квартала при Центре "Поликварт" был образован комплексный научно-проектно-строительный отдел (КНПСО).

Корпус 9А имеет 11-16 этажей, общую жилую площадь 17800 м². Здание имеет шаг поперечных несущих стен от 2,7 до 4,2 м. Первоначальные толщины стен и пере-

крытий были 20 см, а после перепроектирования — 18 см, что дало увеличение общей жилой площади здания и на 10% снизило нагрузку на фундамент от этих конструкций.

После выполнения всего комплекса вышеуказанных работ при проектировании и строительстве жилого дома № 9А квартала 26-27 Новых Черемушек, включая замену арматуры класса А-III на А500С, было достигнуто сокращение армирования стен и перекрытий несущего монолитного железобетонного остова здания, по сравнению с первоначальным проектным решением,

на 372 т. Снижение объема арматурных работ при использовании арматуры класса А500С позволило в значительной степени сократить сроки строительства, а также улучшить его качество без снижения надежности.

Эффективное внедрение арматурной стали класса А500С в процессе строительства дома №9А стало возможным в результате активной поддержки Мосгосэкспертизы, с помощью которой удалось быстро согласовать на стадии строительства изменения в ТЭО и рабочих чертежах.

Центром "Поликварт" по улице Архитектора Власова заканчивается строительство комплекса из трех 3...5 секционных 8...16 этажных жилых зданий с встроенными и пристроенными гаражами и развитой сетью помещений общественного назначения. Несущий остов этих зданий выполнялся из монолитного железобетона. При строительстве гаражей, ресторана в стилобатной второй части комплекса (корпуса 3А) использовалась арматурная сталь класса А500С, что позволило сократить расход арматуры в этой части в среднем на 10%. Корпус 3Б является третьей, заключительной частью строящегося комплекса. Архитектурную часть проекта этого корпуса, как и предыдущих, выполняла мастерская №11 Моспроекта 1, конструктивную часть — КНПСО Центра "Поликварт".

В отличие от первых двух корпусов при проектировании корпуса 3Б с самого начала предусматривалось применение только арматуры класса А500С. При этом использовалась арматура производства Белорусского метзавода и комбината "Северсталь". Так как здания по архитектурному замыслу имеют нерегулярную структуру вертикальных элементов несущего остова, состоящего в основном из колонн, отдельных стен и пилонов с расчетными пролетами перекрытий 4,2...6,6 м, то колонны каркаса из-за значительных нагрузок имеют высокое насыщение арматурой. При этом в первых двух корпусах проектировщики использовали для армирования колонн арматурные стержни класса А400 (А-III) диаметром 36...40 мм. Применение арматуры класса А500С позволило

уменьшить сечение колонн, снизить диаметр рабочей арматуры до 32...36 мм, упростить стыковку стержней по длине, а также обеспечило эффективное использование для их фиксации в проектном исполнении электродуговой сварки (см. табл.2).

Следует отметить, что замена арматурной стали класса А400 (А-III) на А500С при сокращении армирования сопровождалась контролем НИИЖБ механических свойств поступающей на строительную площадку арматуры, а также качества арматурных работ.

Как показывает анализ проектных решений жилых домов с несущим остовом из монолитного железобетона и опыт надзорного наблю-

дения за рядом объектов строительства замена продольной арматуры класса А400 (А-III) на А500С в сжатых элементах обеспечивает не только снижение ее расхода на 20...25% без увеличения стоимости арматуры, но и в значительной степени улучшает качество бетонирования вследствие уменьшения насыщения сечения колонн арматурой.

Как показывает отечественная практика строительства жилых домов из монолитного железобетона, внедрение арматурной стали класса А500С взамен арматуры класса А400 (А-III) не встречает затруднений в ее поставках и применении и позволяет экономить в среднем 10%

рабочего армирования. Ряд значительных преимуществ, указанных выше, позволяет рекомендовать арматурную сталь класса А500С для широкого практического применения на стройках России.

Библиографический список

1. Евроноормы EN 10080 "Steel for reinforcement of concrete. – Weldable ribbed reinforcement steel B500 – Technical delivery conditions for bars, coils and welded. – CEN.
2. Ван дер Хорст А.К.К Целесообразность перехода к единому классу арматурной стали. // Cement. 1985. №1. P.19-22 (перевод ВЦП № М-10579).
3. Мадатян С.А. Арматура железобетонных конструкций. М.: "Воентехлит". 2000. – 256 с.

А.В.ПАХОМОВ, инж. (АООТ "МПЖБ"); В.И.БОНДАРЕНКО, канд. техн. наук,
Е.А.ЧЕРНЫГОВ, инж. (НИИЖБ)

Технология арматурных работ при изготовлении блоков обделки автодорожного тоннеля

Для изготовления блоков обделки тоннеля "Лефортово" правительство Москвы приобрело в Германии (фирма "Херемкнехт") оборудование фирмы "Ceresola" и ввело его в эксплуатацию в АООТ "Моспромжелезобетон" (МПЖБ). Вместе с ним была закуплена проектная и технологическая документация на производство арматуры, арматурных элементов, пространственных арматурных каркасов и железобетонных блоков обделки тоннеля.

По технологическому регламенту фирмы все арматурные элементы пространственных каркасов изготавливаются из бунтовой арматуры диаметрами 6...12 мм класса BSt 500S [1], а при сборке каркасов соединения арматурных элементов осуществляют электросваркой при помощи сварочной проволоки в среде смеси защитных газов (80%Ar + 20%CO₂).

Поскольку на Российском рынке черного металлопроката бунтовая арматура такого класса прочности и названных диаметров практически отсутствует, было принято реше-

ние организовать производство аналогичного класса арматуры (А500С) в АООТ "МПЖБ" методом холодной деформации горячекатаной заготовки (катанки).

Так как холоднодеформированная арматура класса А500С является относительно новым видом, в отечественной нормативной документации отсутствуют рекомендации по ее сварке, тем более в среде смеси аргона и углекислого газа. Учитывая это обстоятельство, необходимо было отработать режимы сварки этого вида арматуры и определить их влияние на прочность крестообразных соединений при испытании на срез и ослабление и нахлесточных соединений при испытании на растяжение. Кроме этого, при организации производства арматурных каркасов, согласно проектной документации ОАО "Метрогипротранс", требовалось обеспечить изготовление линейных и изогнутых арматурных элементов, а также сборку плоских и пространственных каркасов в пределах допусковых отклонений, которые коррес-

пондируются с размерами опалубок и определяют заданный защитный слой бетона.

На протяжении всего технологического цикла изготовления арматурных каркасов повышенное внимание уделяется контролю качества как самих материалов, так и производства работ. При этом контроль линейных размеров арматурных элементов и каркасов, а также количество и расположение сварных соединений арматуры осуществляет отдел технического контроля, а контроль качества материалов, арматуры и сварных соединений – заводская лаборатория АООТ "МПЖБ".

Для изготовления холоднодеформированной арматуры периодического профиля АООТ "МПЖБ" приобрело в Германии четыре прокатных стана с различными усилиями на тянущих барабанах Ø 3-6 (KED-1600), Ø 6-10 (KED-4000) и Ø 10-16 (КНВ-5000).

Все станы оснащены разматывателями, петлеуловителями, окалиноломателями, устройствами для

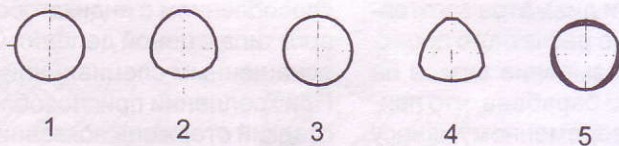


Рис. 1 Схема деформации катанки при изготовлении холоднодеформированной арматуры периодического профиля

1 — катанка; 2 — треугольный овал; 3 — круг (заготовка); 4 — стрелчатый треугольник; 5 — арматура периодического профиля

нанесения смазки, двумя шестивалковыми неприводными клетями, тянущими барабанами и механизмами намотки арматуры на катушки.

В процессе изготовления арматуры катанка снимается витками с консоли размотателя, проходит через петлеуловитель, предназначенный для мгновенной остановки стана при наличии в катанке петли или узла, окалиноломатель, где за счет многократного перегиба вокруг роликов освобождается от рыхлой окалины, и поступает в устройство для нанесения на поверхность сухой порошкообразной смазки.

После подготовки поверхности катанки к прокатке она поступает в первую прокатную клеть, состоящую из двух трехроликовых волок, развернутых относительно друг друга на 120° . При прохождении катанки через первые три ролика она приобретает форму треугольного овала (поз. 2, рис 1), а после вторых трех — круг (поз. 3, рис 1) и превращается в заготовку для профилирования.

После первой клетки заготовку наматывают на нижнюю ступень сдвоенного тянущего барабана. Для сцепления заготовки с барабаном без проскальзывания рекомендуется наматывать на каждую ступень барабана от 2 до 6 витков в зависимости от диаметра арматуры. С нижнего блока барабана заготовка через обводной ролик поступает во вторую клеть, где в первой трехроликовой волоке деформируется в стрелчатый треугольник (поз. 4, рис 1), а во второй наносится трехсторонний периодический профиль (поз. 5, рис 1). После второй прокатной клетки арматура поступает на верхний блок сдвоенного барабана и затем наматывается на катушку.

При калибровке катанки за счет объемного обжатия в четырех трехроликовых волоках происходит уплотнение структуры с одновременным повышением прочностных и снижением пластических свойств металла [2], степень изменения которых зависит от химического состава

ва стали, механических свойств катанки и суммарной деформации металла при прокатке.

Для получения арматуры класса А500С, т.е. со значениями условного предела текучести стали более 500 Н/мм^2 и при этом с нормируемой [3] пластичностью ($\delta_5 \geq 14\%$) исследовали влияние перечисленных факторов на механические свойства арматуры периодического профиля. В результате проведенных работ было установлено, что содержание углерода в стали должно быть в пределах $0,16 \dots 0,22\%$, марганца — $0,8 \dots 1,6\%$, кремния — $0,05 \dots 0,15\%$, фосфора и серы — $\leq 0,05\%$ при значении углеродного эквивалента ($C_{\text{ЭКВ}}$) в пределах $0,3 \dots 0,5$. При названном химсоставе предел текучести катанки должен быть не менее 450 Н/мм^2 , относительное удлинение $\delta_5 \geq 25\%$ и сужение не менее 60% . Такими свойствами обладает термомеханически упрочненная катанка из стали марки 3Гпс, производство которой осваивают металлургические комбинаты России [4]. На Белорезком металлургическом комбинате освоен выпуск такой катанки диаметрами лишь до 10 мм , что недостаточно для изготовления арматуры номинальными диаметрами 10 и 12 мм , составляющей более 90% по весу от всей арматуры блоков обделки тоннеля.

При изготовлении арматуры класса А500С из такой катанки нет необходимости преднамеренно по-

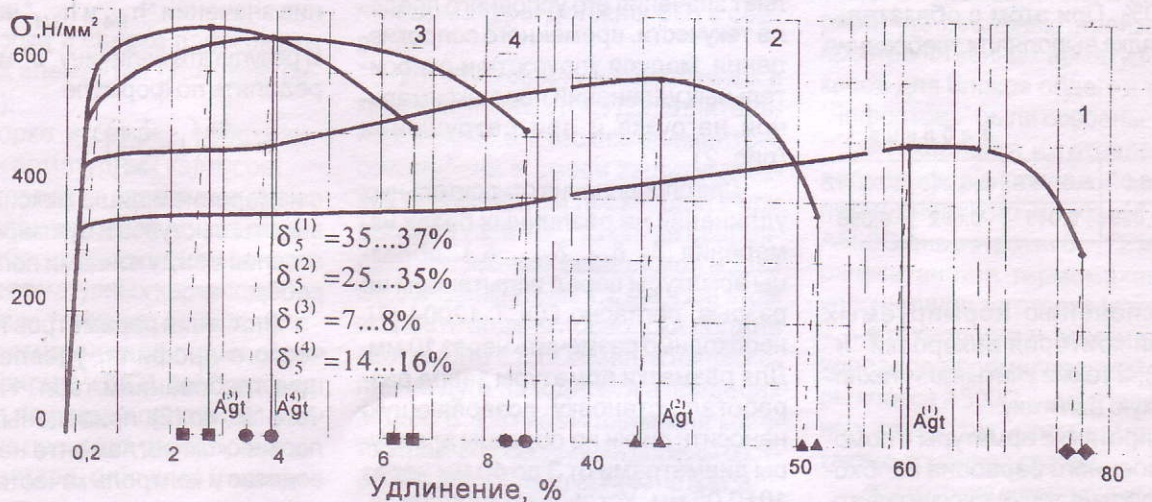


Рис. 2 Диаграммы растяжения

1, 2 — горячекатаной и термомеханически упрочненной катанки; 3, 4 — холоднодеформированной арматуры класса А500С, изготовленной из горячекатаной и термомеханически упрочненной катанки

вышать ее прочностные свойства за счет холодной деформации, так как при нанесении периодического профиля дополнительная деформация составляет около 15%, что достаточно для значения предела текучести более 500 Н/мм². При такой суммарной деформации катанки ее пластические свойства снижаются менее чем на 10%, что позволяет получить арматуру с пластическими свойствами на уровне требований Евронорм [5] и СТО АСЧМ 7-93 ($\delta_5 \geq 14\%$, $A_{gt} \geq 2,5\%$).

Ввиду отсутствия термомеханически упрочненной катанки требуемых размеров при освоении производства арматуры указанного класса прочности использовали горячекатаную заготовку из стали 3пс с механическими свойствами по ГОСТ 30136 [6].

Минимальную степень суммарного обжатия горячекатаной катанки при изготовлении арматуры устанавливали исходя из обеспечения:

- гарантированного значения условного предела текучести ($\sigma_{0,2} \geq 500$ Н/мм²);

- регламентированных размеров параметров периодического профиля (fr);

- вытяжки в размере 29%, заложенной в конструкции сдвоенного барабана за счет разности диаметров нижнего и верхнего блоков.

В зависимости от прочностных свойств исходной катанки и ее размеров для получения необходимых прочностных свойств арматуры варьировали степень деформации от 30 до 40%. При этом в обязательном порядке выполняли требования

Таблица 1

d_n , мм	6,0	6,5...8,0	8,5...10	10,5...12
fr	0,039	0,045	0,052	0,056

по обеспечению нормируемых значений критерия анкеровки "fr" (табл. 1), а также учитывали технологическую вытяжку.

При протяжке арматуры с помощью сдвоенного барабана необходимо довольно точно рассчитывать диаметр заготовки, получаемой после прохождения катанки через первую шестивалковую клетку, так как

при увеличении диаметра заготовки относительно расчетного происходит проскальзывание витков на нижней ступени барабана, что приводит к преждевременному износу его рабочей поверхности, а при уменьшении – к дополнительной вытяжке металла и, следовательно, к уменьшению его пластичности.

В результате проведения перечисленных работ для всех освоенных размеров арматуры были определены необходимые значения прочностных свойств и размеров горячекатаной заготовки из стали

способлением с индикатором часового типа с ценой деления 0,01 мм, оснащенным специальной пяткой. При креплении приспособления на гладкий стержень показания индикатора устанавливают на 0,00. При установке на стержень периодического профиля он показывает максимальную высоту выступа в том месте, где он установлен.

Шаг вмятин измеряли линейкой, а ширину выступов на вершине и расстояние между рядами рифления – лупой Польди (ЛИ-3-10*).

Относительную поверхность

Таблица 2

d_n , мм арматуры	6	8	10	12
d_n , мм катанки	8	10	12	14
Временное сопротивление катанки (не менее), Н/мм ²	420	450	450	480

марки 3пс по ГОСТ 380 (табл. 2), и разработаны технические условия ТУ 14-1-5393-2000 "Прокат холоднодеформированный периодического профиля для армирования железобетонных конструкций".

Параллельно с освоением производства холоднодеформированной арматуры класса А500С совершенствовали методику определения ее качественных характеристик.

Для определения прочностных свойств арматуры приобрели разрывную машину марки Zwick Z250 с усилием 25 т. Эта машина в автоматическом режиме выдает диаграмму растяжения образца, определяет значения его условного предела текучести, временного сопротивления, модуля упругости и относительных удлинений при максимальной нагрузке и при разрушении (рис. 2).

Для определения относительных удлинений на различных базах измерения (δ_5 , δ_{10} , δ_{100} , δ_p) образцы арматуры перед испытанием на разрыв, согласно ГОСТ 12004 [7], необходимо размечать через 10 мм. Для разметки арматуры завод разработал установку, позволяющую наносить риски на образцы арматуры диаметрами от 3 до 40 мм через $10 \pm 0,05$ мм. Установка успешно эксплуатируется в заводской лаборатории и НИИЖБе уже более года.

Глубину вмятин определяли при-

ребер (критерий анкеровки) "fr" Евронормы рекомендуют определять по формуле

$$fr = \frac{(\pi d - \sum e_i) [2,57 \cdot (h_{1/4} + h_{3/4}) + 2h_{1/2}]}{8\pi dt} \quad (1)$$

Для расчета "fr" по этой формуле необходимо измерять высоту ребер в четвертях их длины, что не представляется возможным при замерах вручную на стержнях относительно малых диаметров. Учитывая это обстоятельство, мы упростили приведенную формулу, заме-

нив значения " $h_{1/4}$ и $h_{3/4}$ " на " $\frac{2}{3}h_{1/2}$ ".

В результате величину "fr" можно определять по формуле

$$fr = \frac{2h}{3t} \left(1 - \frac{\sum e}{\pi d} \right) \quad (2)$$

с измерением лишь максимальной высоты выступов и суммарного расстояния между концами поперечных ребер.

Значения параметров периодического профиля, удовлетворяющие требованиям табл. 1 при расчете "fr" по (2), приведены в технологическом регламенте на "Производство и контроль качества проката холоднодеформированного периодического профиля", разработанного АО "МПЖБ" совместно с НИИЖБом.

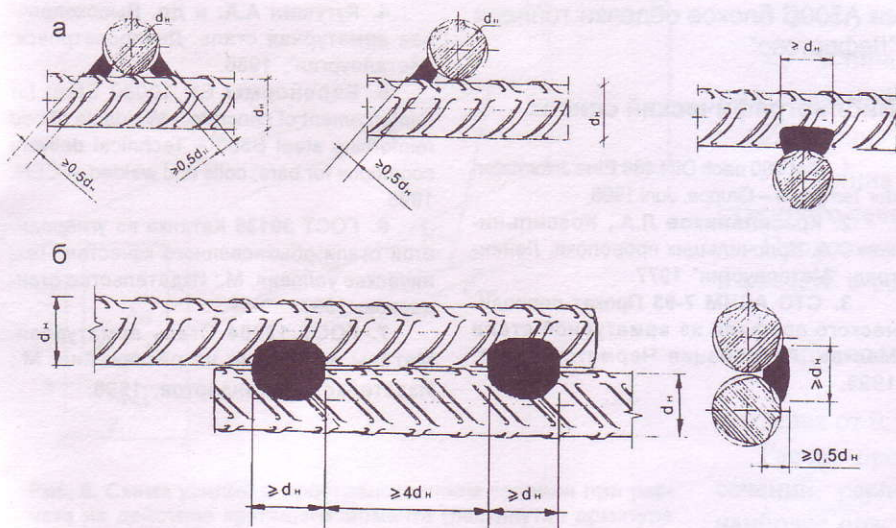


Рис. 3. Швы сварных соединений
а — крестообразные; б — нахлесточные

Согласно техническим условиям, приемка несертифицированного проката и катанки производится по характеристическим величинам, а сертифицированного — по гарантированным минимальным значениям. Результаты всех испытаний заносят в специальные ведомости, обрабатывают статистическими методами и представляют главному инженеру для корректировки в случае необходимости технологического процесса.

Работы по изготовлению пространственных арматурных каркасов блоков обделки тоннеля состоят из трех основных этапов:

- изготовление арматурных элементов;
- сборка и сварка плоских арматурных элементов (хомутов, сеток и т.д.);
- сборка и сварка пространственных арматурных каркасов

Изготовление отдельных арматурных элементов, предназначенных для сборки плоских и пространственных арматурных каркасов блоков обделки тоннеля, осуществляют на автоматической линии австрийской фирмы "EVG", где бунтовая арматура по специально заданной программе проходит через правильные устройства, гибочные механизмы и поступает в ножницы для резки.

Правильное устройство за счет знакопеременного изгиба выправляет арматуру, смотанную в бунты или

наматанную на шпули, до такой степени, при которой кривизна прутков после правки не превышает 0,6%.

Гибочный механизм обеспечивает загиб выправленной арматуры на любой угол вокруг оправок диаметром, равным от 1 до 5 диаметрам арматуры, и с любым заданным радиусом.

Форма, длина и количество арматурных элементов задаются программой, которую набирают на пульте управления.

Из готовых арматурных элементов на кондукторах собирают и сваривают плоские и объемные элементы. Места контактов и пересечений арматуры должны быть сварены.

Дуговую сварку нахлесточных и крестообразных (без дополнительных соединений в смеси защитных газов) соединений в смеси защитных газов рекомендуем производить при расходе газа 10...15 л/мин сварочной омедненной проволокой марки Св.08А диаметром 1,2 мм. При этом скорость подачи проволоки должна составлять 8...12 м/мин, а напряжение на дуге находится в пределах 34...36 В. Размеры швов для крестообразных соединений должны соответствовать приведенным на рис. 3.

Исследования прочности выполненных при помощи контактно-точечной сварки крестообразных соединений арматуры класса А500С на срез и ослабление показали, что

этот способ сварки можно применять взамен и наряду со сваркой в среде защитных газов.

При контактно-точечной сварке крестообразных соединений арматуры технологические условия должны назначаться в соответствии с требованиями РТМ 393-94 (как для арматуры класса А-IIIВ), а их прочность на срез и ослабление должна быть не менее указанной в технических условиях ТУ 5865-001-11653082-2002 "Каркасы сварные из арматуры класса А500С блоков обделки тоннеля "Лефортово", разработанных АООТ "МПЖБ" совместно с НИИЖБом.

Сборку всех элементов каркаса осуществляют по кондукторам, шаблонам и нивелировочным рейкам и контролируют как в процессе изготовления, так и выборочно на готовых изделиях.

Для определения прочности сварных крестообразных соединений на срез была разработана специальная подвеска к разрывной машине, обеспечивающая опирание поперечного стержня по всей длине и препятствующая его проворачиванию во время испытания. При этом свободный конец нагружаемого стержня поддерживается регулировочным винтом и не может отклоняться от вертикального положения. Апробация этой подвески в течение двух лет показала ее надежность и удобство в работе.

Таким образом, в результате проведения комплекса научно-исследовательских и технологических работ по освоению производства пространственных арматурных каркасов для блоков обделки тоннеля "Лефортово" были освоены:

- технология изготовления холоднодеформированной арматуры периодического профиля класса А500С диаметрами 6...12 мм из горячекатаной и термомеханически упрочненной заготовки (катанки)

- технология и режимы сварки холоднодеформированной арматуры класса А500С как в среде защитных газов, так и при помощи контактно-точечной сварки

- заготовка арматурных элементов и сборка их в пространственные каркасы с соблюдением предельных отклонений линейных и угловых размеров, заложенных в проектной и нормативной документации

● контроль качества поступающей катанки, холоднодеформированной арматуры периодического профиля класса А500С и прочности сварных соединений.

В процессе освоения производства разработаны:

● ТУ 14-1-5393-2000 "Прокат холоднодеформированный периодического профиля для армирования железобетонных конструкций"

● ТУ 5865-001-11653082-2002 "Каркасы сварные из арматуры клас-

са А500С блоков обделки тоннеля "Лефортово".

Библиографический список

1. Bst 500 nach DIN 488 Eine Information der Tempcore – Gruppe. Juni 1986.

2. Красильников Л.А., Красильников С.А. Волочицкий проволоки, Ленинград: "Металлургия" 1977.

3. СТО АСЧМ 7-93 Прокат периодического профиля из арматурной стали Москва, Ассоциация Черметстандарт, 1993.

4. Кугушин А.А. и др. Высокопрочная арматурная сталь. Днепропетровск: "Металлургия", 1986.

5. Евроноормы EN 10080 Steel for reinforcement of concrete. – Weldable ribbed reinforcing steel B500 – Technical delivery conditions for bars, coils and welded. – CEN. 1995.

6. ГОСТ 30136 Катанка из углеродистой стали обыкновенного качества. Технические условия. М.: Издательство стандартов, 1997.

7. ГОСТ 12004 Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение, М.: Издательство стандартов, 1996.

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

А.С.ЗАЛЕСОВ, Т.А.МУХАМЕДИЕВ, Е.А.ЧИСТЯКОВ, д-ра техн. наук (НИИЖБ)

Расчет прочности железобетонных конструкций при различных силовых воздействиях по новым нормативным документам*

Расчет при действии крутящих моментов

Для расчета по прочности железобетонных элементов при действии крутящих моментов принята расчетная модель пространственных сечений, используемая в действующих отечественных нормативных документах. При этом в расчетную методику внесены некоторые коррективы.

При расчете по модели пространственных сечений рассматривают сечение, образованное наклонными отрезками прямых, следующими по трем растянутым граням элемента, и замыкаемое отрезком прямой на четвертой сжатой грани элемента.

В первую очередь производят расчет на действие крутящего момента ("чистое кручение").

Расчет на действие крутящего момента производят по прочности элемента между пространственными сечениями и по прочности пространственных сечений.

Расчет по прочности элемента между пространственными сечениями производят с использованием эмпирической зависимости, полученной из анализа сопротивления бетона между пространственными

сечениями в условиях сложного напряженного состояния. Расчет производят из условия

$$T \leq 0,1 \cdot R_b \cdot b^2 \cdot h, \quad (16)$$

где T - крутящий момент от внешней нагрузки в нормальном сечении элемента;

b и h - соответственно больший и меньший размеры поперечного сечения элемента.

Расчет по пространственному сечению производят на основе уравнений равновесия всех внутренних и внешних сил относительно оси, расположенной в центре сжатой зоны пространственного сечения элемента. Внутренние моменты включают момент, воспринимаемый продольной арматурой, и момент, воспринимаемый поперечной арматурой, расположенной в растянутой зоне у грани элемента, противоположной сжатой зоне пространственного сечения. При этом рассматривают все положения пространственного сечения, принимая сжатую зону пространственного сечения поочередно у нижней, боковой и верхней граней элемента.

Расчет по пространственному сечению на действие крутящего момента (рис.6) производят из условия

$$T \leq T_s + T_{sw}, \quad (17)$$

где T - крутящий момент в пространственном

* Окончание. Начало см. в № 3 — 2002.

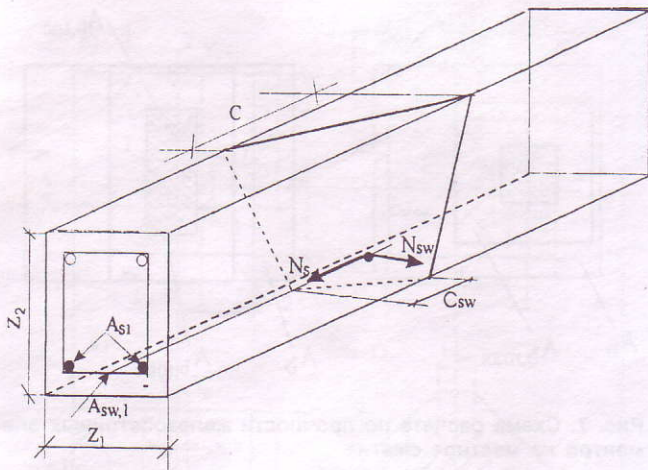


Рис. 6. Схема усилий в пространственном сечении при расчете на действие крутящего момента (растянутая арматура у нижней грани элемента)

сечении, определяемый от всех внешних сил, расположенных по одну сторону пространственного сечения;

T_s - крутящий момент, воспринимаемый арматурой пространственного сечения, расположенной в продольном направлении;

T_{sw} - крутящий момент, воспринимаемый арматурой пространственного сечения, расположенной в поперечном по отношению к продольной оси элемента направлении.

Крутящий момент T_s определяют по формуле

$$T_s = 0,9 \cdot N_s \cdot \frac{Z_1}{C} Z_2, \quad (18)$$

а крутящий момент T_{sw} - по формуле

$$T_{sw} = 0,9 \cdot N_{sw} \cdot Z_2, \quad (19)$$

где N_s - усилие в продольной арматуре

$$N_s = R_s \cdot A_{s1},$$

N_{sw} - усилие в поперечной арматуре

$$N_{sw} = q_{sw1} \cdot C_{sw},$$

здесь

$$q_{sw1} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw1}}{S_w};$$

$$C_{sw} = \delta \cdot C;$$

$$\delta = \frac{Z_1}{2Z_2 + Z_1}.$$

В формулах (18) и (19):

Z_1 - длина стороны поперечного сечения у рассматриваемой растянутой грани элемента;

Z_2 - длина другой стороны поперечного сечения;

C - длина проекции сжатой стороны пространственного сечения на продольную ось элемента.

Продольную и поперечную арматуру учитывают в расчете с расчетными сопротивлениями растяжению при соотношении $\frac{q_{sw1} \cdot Z_1}{R_s \cdot A_{s1}}$, находящемся в

пределах от 0,5 до 1,5.

Расчет производят для ряда пространственных сечений, расположенных по длине элемента, при наиболее опасной длине проекции сжатой стороны пространственного сечения "C" на продольную ось элемента. При этом на длину "C" вводятся дополнительные ограничения

$$C \leq 2Z_2 + Z_1;$$

$$C \leq Z_1 \sqrt{2/\delta}.$$

Допускается не рассматривать различное положение пространственного сечения и производить расчет из условия

$$T_1 \leq T_{sw1} + T_{s1}, \quad (20)$$

где T_1 - крутящий момент в нормальном сечении элемента;

T_{sw1} - крутящий момент, воспринимаемый поперечной арматурой у рассматриваемой грани элемента и определяемый по формуле

$$T_{sw1} = q_{sw1} \cdot \delta \cdot Z_1 \cdot Z_2; \quad (21)$$

T_{s1} - крутящий момент, воспринимаемый продольной арматурой у рассматриваемой грани элемента и определяемый по формуле

$$T_{s1} = 0,5 \cdot R_s \cdot A_{s1} \cdot Z_2. \quad (22)$$

В этом случае расчет производят для ряда нормальных сечений по длине элемента для арматуры, расположенной у каждой грани элемента.

Расчет на совместное действие крутящих и изгибающих моментов производят из условия

$$T \leq T_o \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{M}{M_o}\right)^2}, \quad (23)$$

Самарский
архитектурно-строительный институт
Библиотека
Основной фонд 114

а расчет на совместное действие крутящих моментов и поперечных сил - из условия

$$T \leq T_o \cdot \left(1 - \frac{Q}{Q_o}\right), \quad (24)$$

где T_o , M_o и Q_o - предельные значения соответственно крутящего момента, изгибающего момента и поперечной силы, воспринимаемые элементом независимо от действия остальных силовых факторов.

Расчет на местное сжатие

Расчет на местное сжатие производят на основе методики расчета, принятой в действующих отечественных нормах, с введением ряда корректив, учитывающих рекомендации международных нормативных документов.

Расчет на местное сжатие при отсутствии косвенной арматуры производят из условия

$$N \leq \psi \cdot R_{b,loc} \cdot A_{b,loc}. \quad (25)$$

Расчетное сопротивление бетона сжатию при местном действии сжимающей силы определяют по формуле

$$R_{b,loc} = \varphi_b \cdot R_b, \quad (26)$$

а коэффициент φ_b - по формуле

$$\varphi_b = 0,8 \cdot \sqrt{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}}, \quad (27)$$

но принимают не более 2,5 и не менее 1,0.

В формуле (27):

$A_{b,max}$ - максимальная расчетная площадь, геометрически соответствующая площади приложения сжимающей силы $A_{b,loc}$, имеющая тот же центр тяжести, что и площадь $A_{b,loc}$, и вписанная в границы общей площади железобетонного элемента A_b (рис. 7).

При наличии косвенной арматуры расчетное сопротивление бетона при местном сжатии определяют по формуле

$$R_{bs,loc} = R_{b,loc} + 2 \cdot \varphi_{s,xy} \cdot R_{s,xy} \cdot \mu_{s,xy}, \quad (28)$$

а коэффициент $\varphi_{s,xy}$ определяют по формуле

$$\varphi_{s,xy} = \sqrt{\frac{A_{b,loc,ef}}{A_{b,loc}}}, \quad (29)$$

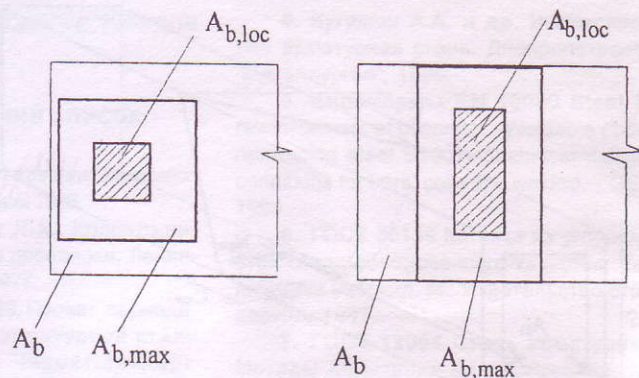


Рис. 7. Схема расчета по прочности железобетонных элементов на местное сжатие

где $A_{b,loc,ef}$ - площадь, заключенная внутри контура косвенной арматуры, принимаемая в формуле не более площади $A_{b,max}$

Расчет на продавливание

Расчет на продавливание в общем случае необходимо производить на совместное действие сосредоточенных в месте приложения нагрузки усилий - нормальных сил и моментов.

За основу методики расчета в новых нормах принята расчетная модель, представленная в международных, а также в ряде зарубежных нормативных документах.

При расчете рассматривают поперечное сечение, нормальное к плоскости элемента и расположенное вокруг контура зоны передачи усилий на элемент на расстоянии $h_0/2$ от него.

Действующие по площади расчетного поперечного сечения касательные усилия от сосредоточенных нормальной силы и момента должны быть восприняты бетоном с сопротивлением растяжению R_{bt} и расположенной по обе стороны от расчетного поперечного сечения на расстоянии $h_0/2$ поперечной арматурой с сопротивлением растяжению R_{sw} .

При действии сосредоточенной силы касательные усилия, воспринимаемые бетоном и поперечной арматурой, принимают равномерно распределенными по всей площади расчетного поперечного сечения. При действии момента касательные усилия, воспринимаемые бетоном и поперечной арматурой, принимают линейно изменяющимися по длине расчетного поперечного сечения в направлении действия момента с максимальными касательными усилиями противоположного знака у краев

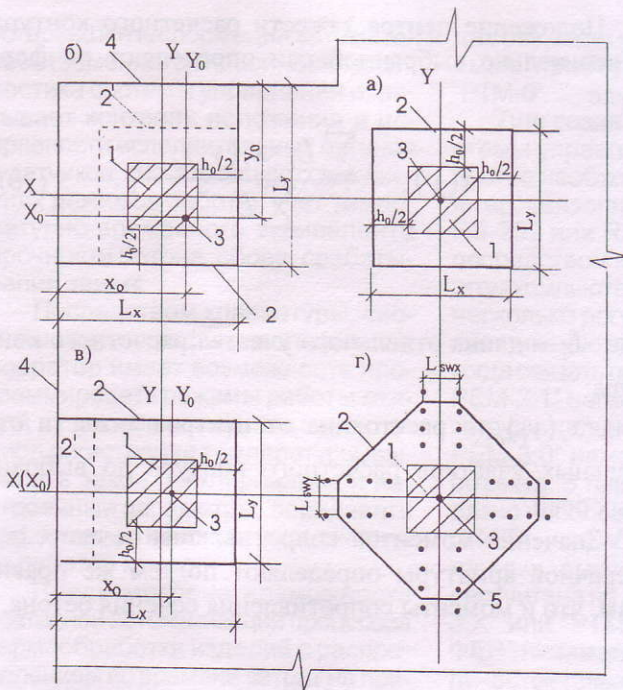


Рис. 8. Схема расчетных контуров поперечного сечения при продавливании

а — площадка приложения нагрузки внутри плоского элемента; б, в — то же, у края плоского элемента; г — при крестообразном расположении поперечной арматуры; 1 — площадь приложения нагрузки; 2 — расчетный контур поперечного сечения; 2' — второй вариант расположения расчетного контура; 3 — центр тяжести расчетного контура; 4 — граница (край) плоского элемента; 5 — поперечная арматура

расчетного поперечного сечения в этом направлении.

Расчетный контур поперечного сечения принимают: при расположении площадки передачи нагрузки вдали от краев плоского элемента — замкнутым и расположенным вокруг площадки передачи нагрузки (рис. 8а); при расположении площадки передачи нагрузки у края или угла плоского элемента — в двух вариантах: замкнутым, расположенным вокруг площадки передачи нагрузки, и незамкнутым, следующим от краев плоского элемента (рис. 8 б, в). В этом случае учитывают наименьшую несущую способность, вычисленную для указанных вариантов расположения расчетного контура поперечного сечения.

При расположении поперечной арматуры не равномерно по контуру поперечного сечения, а сосредоточенно у осей площадки передачи нагрузки (крестообразное расположение поперечной арматуры) расчетный контур поперечного сечения принимают расположенным по диагональным линиям, следующим от края установленной поперечной арматуры (рис. 8 г).

При действии момента M в месте приложения сосредоточенной нагрузки половину величины это-

го момента учитывают при расчете на продавливание, а другую половину учитывают при расчете по нормальным сечениям на ширине сечения, включающем ширину площадки передачи нагрузки и высоту сечения по обе стороны от площадки передачи нагрузки.

В общем случае, при действии сосредоточенной нормальной силы F и сосредоточенных моментов M_x и M_y в двух взаимно перпендикулярных направлениях, расчет на продавливание производят из условия

$$\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1, \quad (30)$$

где $F_{b,ult}$, $M_{bx,ult}$, $M_{by,ult}$ — предельные сосредоточенные сила и моменты, которые могут быть восприняты бетоном при их раздельном действии;

$F_{sw,ult}$, $M_{sw,x,ult}$, $M_{sw,y,ult}$ — предельные сосредоточенные сила и моменты, которые могут быть восприняты поперечной арматурой при их раздельном действии.

Усилие $F_{b,ult}$ определяют по формуле

$$F_{b,ult} = R_{bt} \cdot A_b, \quad (31)$$

где A_b — площадь расчетного поперечного сечения

$$A_b = u \cdot h_o,$$

здесь u — периметр контура расчетного поперечного сечения.

Усилие $F_{sw,ult}$ определяют по формуле

$$F_{sw,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot u, \quad (32)$$

где q_{sw} — усилие в поперечной арматуре на единицу длины контура расчетного поперечного сечения

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w}$$

Предельные моменты $M_{bx,ult}$ и $M_{by,ult}$ определяют по формуле

$$M_{bx(y),ult} = R_{bt} \cdot W_{bx(y)}, \quad (33)$$

где $W_{bx(y)}$ — момент сопротивления расчетного поперечного сечения бетона.

Предельные моменты $M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$ определяют по формуле

$$M_{sw,x(y),ul} = q_{sw} \cdot W_{sw,x(y)}, \quad (34)$$

где $W_{sw,x(y)}$ – момент сопротивления сечения поперечной арматуры в расчетном поперечном сечении элемента.

В общем случае момент сопротивления сечения бетона при продавливании $W_{bx(y)}$ определяют по формуле

$$W_{bx(y)} = \frac{I_{bx(y)}}{y(x)_{\max}} \cdot h_{ox(y)}, \quad (35)$$

где $I_{bx(y)}$ – момент инерции расчетного контура при единичной его ширине относительно осей X и Y, проходящих через его центр тяжести;

$y(x)_{\max}$ – максимальное расстояние от расчетного контура до его центра тяжести.

Положение центра тяжести расчетного контура относительно выбранной оси определяют по формуле

$$x(y)_o = \frac{\sum L_i \cdot x_i(y)_o}{\sum L_i}, \quad (36)$$

где L_i – длина отдельного участка расчетного контура;

$x_i(y)_o$ – расстояние от центров тяжести отдельных участков расчетного контура до выбранных осей.

Значения моментов сопротивления сечения поперечной арматуры определяют по тем же правилам, что и моменты сопротивления сечения бетона.

В ПОМОЩЬ ЗАВОДСКИМ И СТРОИТЕЛЬНЫМ ЛАБОРАТОРИЯМ

Г.А.ГУБАЙДУЛЛИН, канд. техн. наук, А.А.БЛИНОВ, инж. (Научно-производственное предприятие "КАРАТ")

Новые средства контроля и автоматизации процессов термообработки бетона

Тепловая обработка бетона является наиболее длительным и энергоемким технологическим переделом, во многом определяющим качество изделий. Известно, что автоматизация процессов термообработки позволяет на 25–30% сократить энергозатраты, обеспечить ритмичность производства и высокое качество бетона. В настоящее время возобновился интерес предприятий строительной индустрии к автоматизации термообработки бетона, утраченный за годы экономического спада, когда из-за отсутствия спроса практически прекратился выпуск средств данного назначения.

Научно-производственным предприятием "КАРАТ" разработан и выпускается новый комплекс технических средств для контроля и автоматизации процессов термообработки монолитного и сборного железобетона, включающий в себя:

средства контроля, регистрации и регулирования (приборы "ТЕРЕМ-3.Х", "РТМ-5"), сбора, переноса и обработки информации (прибор "ТЕРМОТРАНСФЕР" и компьютерные программы), а также мобильный термографический комплекс "ТЕРМОКОМ" (термографы "РТВ-2", прибор "ТЕРМОСКОП", адаптеры и компьютерные программы), применяемый при определении температурных полей камер. Предлагаемый комплекс дает возможность реализовать высокоэффективную систему автоматического управления и контроля, получить исчерпывающую объективную информацию о технологическом процессе в реальном времени, диагностировать тепловые установки и повысить эффективность их работы.

Основа комплекса — многоканальный регулятор-регистратор "РТМ-5", предназначенный для автоматического программного управ-

ления термообработкой железобетонных изделий в различных технологических установках циклического и непрерывного действия: ямных и туннельных камерах, термоформах, кассетах, стендах. Состоит "РТМ-5" из блока управления (габариты 190x140x55 мм), силового блока (250x150x60 мм), позволяющего напрямую управлять реверсивными электроприводами паровых клапанов, блока сопряжения с компьютером (90x55x50 мм) и интеллектуальных термодатчиков, обеспечивающих высокую точность измерений при длине линий связи до 1 км.

Процессы регулирования регистрируются в реальном времени и могут быть просмотрены на дисплее в графическом и цифровом видах на любой стадии работы и в архиве. Ресурса памяти достаточно для хранения полной информации по восьми каналам в течение 30–40 дней, а когда этот ресурс исчерпывается

устаревшая информация автоматически заменяется новой. Самодиагностика системы управления охватывает контроль положения и исправности исполнительных органов и датчиков, сигнализацию о нарушениях режимов работы, учет температурно-временного эквивалента прочности бетона, сбоев, срабатывания защит.

Посредством клавиатуры, системы меню и графического дисплея оператор имеет возможность программировать режимы работы каждой из восьми камер, задавать период регистрации температуры, выбирать закон регулирования и настроечные параметры, передавать информацию на компьютер, следить за работой камер.

Предусмотрена возможность поэтапной автоматизации процессов термообработки изделий с распределением во времени затрат на приобретение оборудования, монтажно-наладочные работы, модернизацию камер. На начальном этапе рекомендуется внедрить контроль тепловых режимов камер на базе многоканального регистратора "ТЕРЕМ-3.1". В дальнейшем "ТЕРЕМ-3.1" легко трансформируется в блок управления "РТМ-5" простой перепрошивкой программы микроконтроллера.

Для контроля режимов ускоренного твердения монолитного бетона выпускается "ТЕРЕМ-3.0" — специализированная модель портативного 10-канального регистратора с автономным питанием, поставляемая с термодатчиком кабелем. Регистратор размещают на объекте в удобном месте, термодатчики устанавливают в контрольных точках и подключают к самозажимной колодке регистратора. Пользователь выбирает режимные параметры: время начала и окончания работы, период отсчетов, уровни срабатывания сигнализации. Прибор регистрирует температуру в восьми контрольных точках объекта, а также влажность и температуру окружающей среды. Максимальное количество отсчетов на каждый канал — 1600 с периодом записи от 1 с до 1 ч. Записанная информация может просматриваться на дисплее как в процессе работы, так и по окончании измерений, а также транслироваться на компьютер непосредственно или с помощью малогабаритного прибора для сбора и переноса информации "ТЕРМОТРАНСФЕР".

Программы компьютерной обработки позволяют архивировать, корректировать, сопровождать комментариями, распечатывать, просматривать в цифровом и графическом ви-

дах результаты измерений, получаемые приборами "ТЕРЕМ-3.Х" и "РТМ-5".

Для создания полноценной системы управления и контроля в ее состав необходимо вводить компьютер, связанный через интерфейс RS-232 или RS-425 с регулятором посредством кабельной линии, при этом компьютер может обслуживать несколько регуляторов "РТМ-5". На практике часто возникают ситуации, когда связать приборы "РТМ-5" и "ТЕРЕМ-3.1" напрямую с компьютером затруднительно, а регистраторы "ТЕРЕМ-3.0" нежелательно снимать с объекта. В таких случаях целесообразно использовать "ТЕРМОТРАНСФЕР" — прибор сбора и переноса данных, емкость памяти которого рассчитана на 30 приборов "ТЕРЕМ-3.Х" или "РТМ-5". "ТЕРМОТРАНСФЕР" незаменим при большом количестве применяемых регистраторов или регуляторов, их территориальной разбросанности по объектам, когда исполнение линий связи с компьютером требует больших материальных затрат.

Эффективность применения средств автоматизации и контроля находится в сильной зависимости от способности тепловых установок обеспечивать равномерность прогрева железобетонных изделий и конструкций. На практике по ряду причин большинство пропарочных камер, термоформ, кассет и стенов имеют значительную неоднородность температурного поля греющих поверхностей, изделия прогреваются неравномерно по поверхности и в пакетах форм. Например, при отсутствии циркуляции греющей среды в пропарочных камерах возникают застойные зоны и расслоение паровоздушной среды по высоте камеры и, как следствие, — высокая неравномерность температурного поля, в динамике достигающая 30 градусов.

В связи с этим контроль температурного поля тепловых установок является весьма актуальной задачей, реализация которой до настоящего времени была связана с большими техническими проблемами. Предельно облегчить определение температурных полей позволяет мобильный термографический комплекс "ТЕРМОКОМ-4", состоящий из термографов "РТВ-2", прибора "ТЕРМОСКОП-1", адаптера магнитных контейнеров и специализированной программы компьютерной обработки.

Базой этого комплекса являются уникальные термографы, состоящие из термодатчика, микроконт-

роллера, часов реального времени с календарем, памяти на 2048 отсчетов и последовательного интерфейса; их питание осуществляется от встроенной литиевой батареи, рассчитанной на 10 лет непрерывной работы или 1 миллион измерений.

Конструктивно термограф похож на таблеточный аккумулятор диаметром 17 мм и высотой 6 мм при массе 3,3 г, имеет пылевлагозащищенный корпус из нержавеющей стали, выдерживающий погружение в жидкость на глубину до 10 м и ударное ускорение не менее 500 g. Диапазон регистрируемых температур от -20 до +70°C, предельный эксплуатационный диапазон от -40 до +85°C, период отсчетов от 1 до 255 мин.

Термограф посредством адаптера подключается к компьютеру и обслуживается специальной программой, с помощью которой программируется время, дата начала и окончания регистрации, период отсчетов, осуществляется просмотр записанной информации в табличной и графической формах.

Прибор "ТЕРМОСКОП-1" предназначен для обслуживания термографов на удаленных объектах, в полевых и других условиях, где неудобно или невозможно применение персонального компьютера. Он обеспечивает считывание и сохранение информации от 14 термографов, просмотр на дисплее результатов регистрации (график измерения температуры во времени, гистограмма распределения температуры, записи выхода за пределы установленного диапазона), программирование термографов и передачу данных на компьютер.

Комплекс "ТЕРМОКОМ-4" может также применяться при температурном мониторинге движущихся объектов, в лабораторных камерах, холодильных установках, для контроля за соблюдением технологической дисциплины и т.п.

В настоящее время на базе описанной выше аппаратуры реализованы и эксплуатируются системы автоматического управления термообработкой бетона на Краснопресненском заводе ЖБК (г.Москва), заводе ЖБИ-6 (г.Энгельс), в Мостоотряде № 123 (г.Пермь) и на ряде других предприятий.

Более подробные сведения по описанной аппаратуре можно получить в НПП "КАРАТ" по адресу: 454080, Челябинск-80, а/я 9544. Тел. (3512) 655-638, 608-742. E-mail: carat@chel.surnet.ru

Методы и средства неразрушающего контроля бетона и железобетонных изделий

Важнейшим условием повышения качества в отрасли строительства является совершенствование методов и средств контроля. Методы контроля качества, основанные на изготовлении и испытании стандартных образцов, не позволяют осуществлять надежный контроль в силу ряда причин: объем изготовления стандартных образцов несоизмерим с объемами производства конструкций и сооружений, условия формирования и твердения стандартных образцов не всегда соответствуют условиям изготовления конструкций, поэтому характеристики стандартных образцов могут значительно отличаться от фактической прочности бетона в конструкциях. Кроме того, испытание бетона традиционными методами в ряде случаев и в некоторых технологических процессах просто не представляется возможным. Определение прочности продуктов полусухого вибропрессования сложной формы (бордюрный камень, тротуарная плитка), монолитных бетонных конструкций в условиях стройплощадки, оценка прочностных характеристик бетона существующих зданий и сооружений при их технической диагностике невозможны без применения неразрушающих методов.

Не менее важна квалификация персонала, проводящего испытания, анализ результатов и выдающего заключение. Даже самый совершенный прибор в руках оператора, не получившего надлежащих знаний, — бесполезный предмет. На сегодняшний день сразу несколько образовательных учреждений проводят обучение по специальности "Неразрушающий контроль в строительной отрасли".

Необходим правильный выбор метода и прибора, поскольку зачастую проведенные испытания и выбранный метод оказываются некорректными в силу особенностей испытываемого изделия или конструкции. Таковыми могут являться большая плотность армирования, высокая влажность, карбонизация поверхностных слоев, объемные характе-

ристики изделий, оговариваемые ГОСТ 22690-98.

Для контроля прочности бетона достаточно широко применяются методы с частичным разрушением бетона — отрыв со скалыванием, скалывание ребра и отрыв дисков, механические методы — пластической деформации, упругого отскока и ударного импульса, физические методы — ультразвуковой и метод волны удара. Далее пойдет речь о преимуществах и недостатках перечисленных методов и о приборах, созданных для их реализации.

Наиболее точными являются методы с частичным разрушением бетона. Метод отрыва со скалыванием позволяет контролировать прочность бетона на глубине до 48 мм, что определяется глубиной заделки анкера. К недостаткам этого метода можно отнести высокую трудоемкость и невозможность его использования в густоармированных участках конструкций. Альтернативой этому методу является метод скалывания ребра, к достоинствам которого можно отнести более высокую производительность и возможность испытания густоармированных участков конструкций.

Из приборов, основанных на методах с частичным разрушением бетона, в настоящий момент в России выпускаются только две современные модели — "Скол" и "Отрыв", являющиеся модификациями прибора ПОС-МГ4. Это сравнительно небольшие и легкие приборы, развивающиеся усилия 3000 и 5000 кгс, предназначенные для контроля прочности бетона в диапазоне 5...100 МПа с погрешностью до $\pm 2\%$. Отличительной особенностью приборов является электронный силовой измеритель. Для удобства эксплуатации приборы оснащены функцией запоминания максимальной нагрузки при вырыве фрагмента бетона, устройством индикации скорости нагружения в процессе испытаний в диапазоне 1,5...3 кН/с и микрометрической гайкой для контроля величины проскальзывания анкера.

Устройство для нагружения вы-

полнено по оригинальной компоновочной схеме, предоставляющей большее удобство при эксплуатации прибора. С целью повышения точности обеспечена возможность ввода в диалоговом режиме: вида бетона, условий его твердения, типоразмера анкера, фракции заполнителя; при этом происходит автоматический выбор одной из 12 градуировочных зависимостей, установленных в приборах. Предусмотрена возможность записи в программное устройство приборов дополнительно 16 индивидуальных зависимостей пользователя. Результаты испытаний хранит энергозависимое запоминающее устройство.

Из методов, основанных на ударном воздействии на бетон, наиболее производительным можно считать метод ударного импульса. Он является и более перспективным с точки зрения автоматизации процесса контроля. К достоинствам метода относится форма электрического сигнала (акустического импульса), являющаяся комплексной характеристикой, зависящей от упругих и пластических свойств исследуемого материала, а также относительно низкое влияние состава бетона на результаты измерений. К недостаткам можно отнести контроль прочности в поверхностном слое и трудоемкость контроля карбонизированного бетона, связанная с необходимостью удаления поверхностного слоя, подверженного карбонизации.

На сегодняшний день разработано два прибора, реализующих этот метод: ИПС-МГ4 и ИПС-МГ4+. Микропроцессорный прибор ИПС-МГ4 предназначен для оперативного и производственного контроля прочности и однородности бетона, раствора методом ударного импульса по ГОСТ 22690. Прибор позволяет записать в программное устройство 16 индивидуальных градуировочных зависимостей, установленных пользователем. Для удобства эксплуатации прибор поставляется потребителю с базовой градуиро-

вочной зависимостью, обеспечивающей определение прочности легких и тяжелых бетонов, раствора, имеющих кубиковую прочность от 3 до 100 МПа, с погрешностью не более 10%. Измерение прочности бетона заключается в нанесении на контролируемом участке изделия серии до 15 ударов. Электронный блок по параметрам ударного импульса, поступающим от склерометра, оценивает твердость и упруго-пластические свойства испытываемого материала, преобразует параметры импульса в прочность, индицируя ее на дисплее прибора в МПа.

Алгоритм обработки результатов измерений включает: усреднение единичных значений; сравнение каждого единичного значения со средним, с последующей отбраковкой единичных значений, имеющих отклонения от среднего более допустимого; усреднение оставшихся после отбраковки единичных значений; индикация и запись в память конечного значения прочности. Конструктивные особенности датчика-склерометра учитывают суровые условия эксплуатации, поэтому по стойкости к ударным нагрузкам и абразивному воздействию он превосходит все известные аналоги. Кроме того, в ИПС-МГ4 впервые применена не спиральная, а листовая пружина, что обеспечивает простоту конструкции и стабильные во времени характеристики склерометра.

В отличие от предшественника, ИПС-МГ4+ хранит в программном устройстве около 100 градуировочных зависимостей, учитывающих вид бетона, заполнитель, условия твердения и возраст бетона. Этот

прибор оснащен более мощным запоминающим устройством, таймером реального времени, оригинальной программой передачи и просмотра данных на компьютере.

Многочисленные исследования в области испытания бетона неразрушающими методами показали, что результат, полученный ультразвуковым методом, более других зависит от расхода цемента, крупности и вида заполнителя, от влажности и пористости бетона. Различие значений $R_{сж}$ с показаниями прибора при этом могут достигать 80%. Следовательно, для получения достоверного результата ультразвуковые приборы чаще других необходимо градуировать, а это значительно снижает производительность контроля. К неоспоримым преимуществам ультразвука относится возможность обнаружения трещин и скрытых полостей в теле бетона.

Исходя из опыта Б.Г.Скрамтаева, М.Ю.Лещинского, В.А.Клевцова и других исследователей, для контроля прочности бетона при обследовании можно рекомендовать сочетание методов — отрыва со скалыванием (или метод скалывания ребра) с высокопроизводительными методами ударного импульса или упругого отскока. При этом уточнение градуировочной зависимости приборов ударного действия производится через коэффициент совпадения, установленный по результатам испытания бетона методом отрыва и ударным методом на одном и том же участке. На остальных участках прочность бетона определяется приборами ударного действия. При выполнении таких работ важную

роль играют параметры армирования. Необходимо обладать информацией о наличии арматуры на участке конструкции и о глубине ее залегания. Арматура может вносить ошибку в результаты измерения прочности бетона любым методом. Кроме того, не обладая информацией о параметрах армирования, нельзя рассчитать несущую способность конструкции, найти аварийные участки.

Для определения параметров армирования широко используется магнитный метод. Этот наиболее простой и надежный метод положен в основу всех измерителей защитного слоя бетона в России и за рубежом.

В СКБ Стройприбор разработан микропроцессорный прибор ИПС-МГ4, предназначенный для контроля толщины защитного слоя бетона и расположения стержневой арматуры диаметром от 3 до 40 мм магнитным методом по ГОСТ 22904. Диапазон измерения защитного слоя 3...100 мм, с погрешностью не более $\pm 7\%$. Предусмотрена возможность определения диаметра арматурных стержней при известном защитном слое. Прибор оснащен энергонезависимым запоминающим устройством.

Более подробную информацию о методах и средствах неразрушающего контроля можно получить в ООО "СКБ Стройприбор" по адресу 454084, г. Челябинск, а/я 17544.

Т/ф (3512) 93-66-13, 93-66-85, e-mail: stroypribor@chel.surnet.ru

А.В.Гулунов, директор СКБ
Стройприбор

Уважаемые читатели!

Продолжается подписка на журнал "БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН" на первое полугодие 2003 г.

Сведения о подписке содержатся в Объединенном каталоге (он зеленого цвета) "Почта России" (АРЗИ).

Подписной индекс 70050.

Подписка принимается во всех отделениях связи без ограничений.

Тел. для справок 292-6205.

В.А.КЛЕВЦОВ, чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, проф.,
С.И.ИВАНОВ, инж. (НИИЖБ)

О минимальной жесткости диафрагм рамно-связевого каркаса при образовании в них технологических трещин

Высокие темпы возведения многоэтажных зданий из монолитного железобетона приводят к тому, что разработанные ранее правила, предотвращающие появление технологических трещин становятся трудновыполнимыми. Кроме этого, многообразие конструктивных форм зданий иногда приводит к возникновению значительных усилий при возведении зданий от усадки и температуры [1]. Все это делает часто неизбежным появление трещин. Трещины в железобетоне - естественное явление. Следует только уметь оценить их влияние, отделить недопустимые трещины от допустимых. В связи с этим в лаборатории железобетонных конструкций и контроля качества НИИЖБа проводится комплекс исследований, посвященных этому вопросу.

Настоящая статья посвящена изучению влияния трещин в диафрагмах жесткости многоэтажных зданий.

В работе [2] изложена методика моделирования трещин и пересеченной трещиной арматуры в расчетной модели здания, составленной для расчета с помощью МКЭ.

С использованием этой методики были смоделированы некоторые частные случаи расположения трещин и некачественных швов бетонирования в диафрагмах жесткости ряда конкретных зданий.

По результатам расчетов было получено, что трещины во многих случаях не влияют на работу диафрагм. Возник вопрос о корректнос-

ти моделирования трещин упомянутым выше способом. Для ответа на него были проведены расчеты одних и тех же диафрагм при наличии и при отсутствии трещин, отлажены способы математического моделирования трещин, оценена погрешность использования плоских и объемных конечных элементов при моделировании различных элементов конструкции. Были сравнены результаты расчетов простейших моделей с помощью МКЭ и Теории Составных Стержней (ТСС). По результатам предварительных расчетов было установлено, что перечисленные параметры моделирования трещин не играют существенной роли.

Тогда возникло предположение о наличии запасов по прочности и жесткости в принятых подходах к проектированию диафрагм некоторых каркасных зданий.

В литературе оказалось крайне мало данных по назначению минимальной жесткости диафрагм. В работе [3] для условий г. Москвы, из опыта проектирования рекомендуется назначать ширину плоской диафрагмы жесткости равной $1/6 - 1/8$ высоты здания, и расстояние между диафрагмами принимать не более 30 м.

В связи с этим была разработана методика назначения минимальной жесткости диафрагм рамно-связевых каркасов многоэтажных зданий. Методика исследования работы несущей системы здания в зависимости от жесткости ди-

афрагм была принята на основе математического моделирования с помощью МКЭ.

Рассмотрим рамную несущую систему. От действия ветровой нагрузки в колоннах возникают продольные усилия, действующие с некоторым эксцентриситетом. Если ввести в рассматриваемую рамную систему диафрагму жесткости, то эксцентриситеты усилий в колоннах резко уменьшатся. При увеличении жесткости диафрагм эксцентриситеты усилий будут уменьшаться и при некотором ее значении они станут меньше или равными случайному эксцентриситету. Усилиями от ветровой нагрузки, эксцентриситет которых меньше случайного, можно пренебречь. Таким образом, один из критериев определения минимальной жесткости - критерий обеспечения прочности колонн.

Величину минимальной жесткости диафрагм следует также определять, исходя из условия ограничения максимальных горизонтальных перемещений несущей системы и условия ограничения максимальных перекосов смежных с диафрагмой ячеек.

При определении минимальной жесткости диафрагм исходя из несущей способности здания можно использовать консольную модель несущей системы, так как она учитывает понижение жесткости узла сопряжения ригеля с колонной вследствие образования в нем пластического шарнира от вертикальной нагрузки. Погрешность прини-

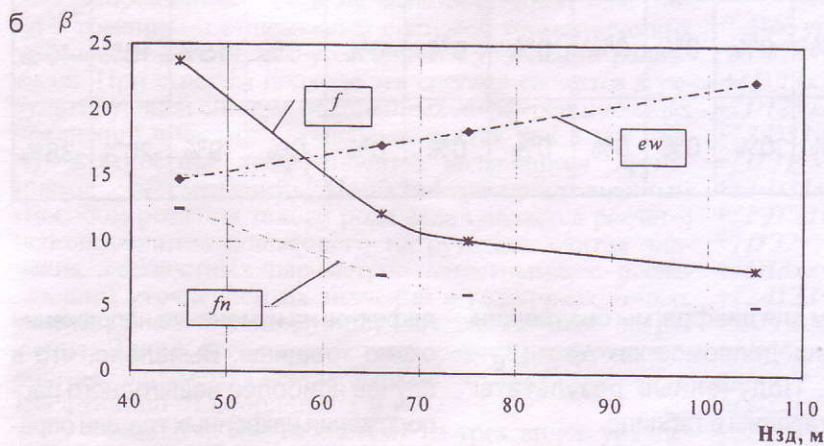
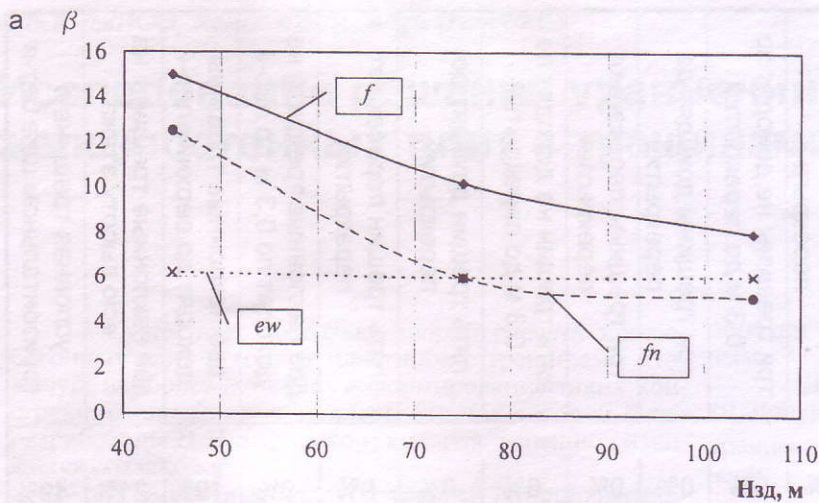


Рис. 1. Значения, полученные по: e_w — эксцентриситетам, f — перемещениям, f_n — перекосам несущей системы
 а — в зависимости от жесткости ригеля i_p ; б — в зависимости от жесткости колонн i_k

маемого допущения идет в запас, так как понижает фактическую жесткость несущей системы.

Что же касается установления минимальной жесткости диафрагм по перемещениям и перекосам, то для расчета следует использовать упругую модель с жестким сопряжением несущих конструкций в узлах.

Величина минимальной жесткости была исследована на примере простейшей модели симметричного рамно-связевого каркаса с одной плоской диафрагмой. Ее минимальная жесткость определялась по результатам численного эксперимента. Варьировалась высота несущей системы ($H_{зд}$), погонная жесткость ригелей (i_p) и погонная жесткость колонн (i_k). Методом последовательных приближений определя-

лась ширина плоской диафрагмы жесткости.

Результаты численного эксперимента в виде зависимости отноше-

ния высоты к ширине плоской диафрагмы минимальной жесткости b от варьируемых параметров, представлены на рис. 1. Из него следует, что отношение высоты к ширине плоской диафрагмы минимальной жесткости b , составляет:

- по критерию прочности колонн — 22...9
- по критерию ограничения перемещений — 6 и более
- по критерию ограничения перекосов — 14...4.

Большие значения соответствуют большей высоте здания, большей жесткости колонн и большей жесткости ригеля. Из данных рис. 1 следует, что в некоторых случаях действительно имеются значительные запасы по жесткости диафрагм.

Снижение жесткости диафрагм с дефектами изготовления тем существеннее, чем меньше запасы жесткости. Поэтому в исследованиях влияния дефектов изготовления рассматривается работа несущих систем каркасных зданий с диафрагмами минимальной жесткости.

При обследовании нескольких зданий были накоплены материалы, согласно которым удалось выделить некоторые, наиболее часто встречающиеся схемы расположения технологических трещин в диафрагмах. На основании этих

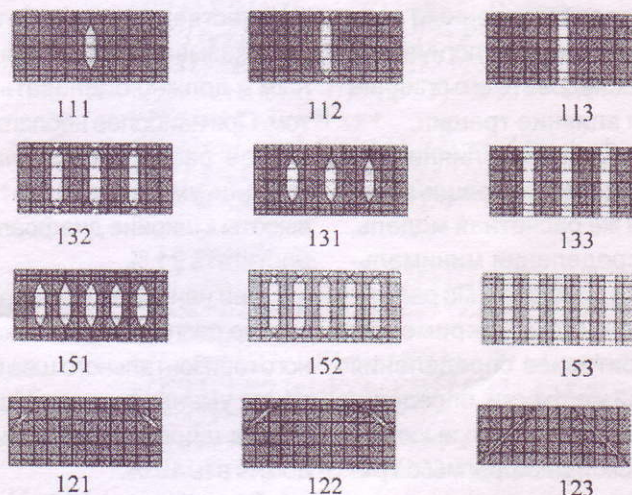


Рис. 2. Схемы моделирования технологических трещин в диафрагмах жесткости в пределах этажа

Критерий определения изменения	Критерий определения изменения														
	трещин нет	одна трещина не доходит по 0,3 м до перекрытий	одна трещина доходит до перекрытий	одна трещина пересекает перекрытия	три трещины не доходят по 0,3 м до перекрытий	три трещины доходят до перекрытий	три трещины пересекают перекрытия	пять трещин не доходят по 0,3 м до перекрытий	пять трещин доходят до перекрытий	пять трещин пересекают перекрытия	две наклонные трещины не доходят по 0,3 м до пер-й	две наклонные трещины доходят до верхних пер-й	две наклонные трещины на всю высоту этажа	условная трещина в горизонтальном шве бет-я	
по усилиям в колоннах	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	-6%	-9%	-9%	-9%	-19%	-21%	-49%	
по перемещениям каркаса от действия ветра	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	-6%	-15%	-15%	-40%	
по перекосам каркаса от действия ветра	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	0%	-9%	-20%	-38%	

данных были назначены расчетные случаи расположения трещин по полю диафрагм в пределах этажа (рис. 2). В соответствии с этими расчетными случаями моделировались трещины в диафрагмах в соответствии с описанной в [2] методикой.

Качество изготовления швов бетонирования оценивается по глубине условной трещины в швах, которая может превышать 1/3 – 1/2 толщины бетонного сечения. Принятые исходные предпосылки при моделировании трещин позволяют рассматривать некачественный шов бетонирования как технологическую трещину и исследовать его влияние так же, как и влияние трещин.

Для исследований влияния некачественных швов и трещин принималась та же расчетная модель, что и при определении минимальной жесткости диафрагм. По результатам численного эксперимента, исходя из критериев определения минимальной жесткости, определялась ширина и отношение высоты к ширине плоской диафрагмы с трещинами (β_T), а также изменение этого отношения по сравнению со зна-

чением для диафрагмы без трещин (β_0), определяемое как $\Delta\beta = (\beta_0 - \beta_T)/\beta_0$. Полученные результаты представлены в таблице.

Из нее следует, что дефекты изготовления в виде вертикальных технологических трещин при количестве трещин менее четырех не оказывают влияния на жесткость диафрагм. При количестве трещин более четырех уменьшение отношения высоты к ширине диафрагмы жесткости может достигать 9 %.

Влияние дефектов в виде наклонных технологических трещин и некачественных швов бетонирования оказывается более значительным и должно оцениваться расчетом. При наиболее неблагоприятном случае расположения наклонных трещин уменьшение отношения высоты к ширине диафрагмы может достигать 21 %.

При наиболее неблагоприятном случае расположения некачественного горизонтального шва бетонирования уменьшение отношения высоты к ширине диафрагмы может достигать 49 %.

Разработанная методика позволяет качественно оценить влияние

дефектов на изменение напряжений около трещины. Выявлено, что в случае наиболее невыгодного расположения наклонных трещин определяющим размеры диафрагм жесткости может стать условие обеспечения прочности диафрагмы.

Результаты проведенных исследований могут быть использованы при проектировании диафрагм, при диагностике возведенных зданий и назначении мероприятий по ремонту дефектов изготовления.

По результатам проведенных исследований составлены рекомендации по учету трещин в диафрагмах жесткости монолитных зданий.

Библиографический список.

1. Клевцов В.А., Попова М.В. О причинах появления технологических трещин в перекрытиях зданий стеновой конструктивной схемы и оценка их влияния // в сб.: Технологии, материалы, конструкции в строительстве. – Самара, 2001. – № 2. – с. 54.
2. Иванов С.И. Учет трещин при расчете конструкций монолитных зданий методом конечных элементов // Бетон и железобетон. – 2000. – № 3. – с. 20.
3. Ханджи В. В. Расчет многоэтажных зданий со связевым каркасом. – М.: Стройиздат, 1977. – 187 с.

Исследование решения уравнений изгиба железобетонных плит с трещинами

Существует несколько теорий расчета железобетонных плит и тонких пластинок с трещинами. Пожалуй, наиболее детально деформирование таких конструкций описывается теорией, основы которой были разработаны Н.И.Карпенко и которая успешно развивается его школой.

В соответствии с этой теорией [1] напряженно-деформированное состояние железобетонной пластинки с трещинами описывается системой геометрических уравнений, физических уравнений и уравнений равновесия. При строгом подходе эта система сводится к результирующей системе нелинейных дифференциальных уравнений в частных производных (так как в нее входят жесткостные коэффициенты, являющиеся функциями перемещений). Наиболее распространенным способом решения такого рода задач является расчет с использованием пошагового нагружения, считая значения жесткостных параметров известными, с последующим уточнением их значений в различных точках рассчитываемой конструкции на каждом шаге нагружения. Такой подход позволяет рассматривать жесткостные параметры не как функции от перемещений, а как функции от координат x и y .

Попытка свести систему из трех видов уравнений к результирующей системе дифференциальных уравнений связана с довольно сложными выкладками. Поэтому часто используют упрощающие допущения. Это в большинстве случаев приводит к значительным изменениям в строении получаемой системы уравнений по сравнению с истинной. Ниже приводятся результаты строгого вывода системы дифференциальных уравнений в рамках указанного выше подхода.

С учетом геометрических уравнений [1], силы и моменты выражаются через перемещения U, V, W точек срединной плоскости пластинки при помощи следующих дифференциальных зависимостей:

$$MX(x,y) = D11 \cdot W_{xx} + D12 \cdot W_{yy} + D13 \cdot W_{xy} + D11 \cdot U_x + D12 \cdot V_y + D13 \cdot (U_y + V_x)$$

$$MY(x,y) = D21 \cdot W_{xx} + D22 \cdot W_{yy} + D23 \cdot W_{xy} + D21 \cdot U_x + D22 \cdot V_y + D23 \cdot (U_y + V_x)$$

$$MXY(x,y) = D31 \cdot W_{xx} + D32 \cdot W_{yy} + D33 \cdot W_{xy} + D31 \cdot U_x + D32 \cdot V_y + D33 \cdot (U_y + V_x)$$

$$NX(x,y) = E11 \cdot W_{xx} + E12 \cdot W_{yy} + E13 \cdot W_{xy} + E11 \cdot U_x + E12 \cdot V_y + E13 \cdot (U_y + V_x)$$

$$NY(x,y) = E21 \cdot W_{xx} + E22 \cdot W_{yy} + E23 \cdot W_{xy} + E21 \cdot U_x + E22 \cdot V_y + E23 \cdot (U_y + V_x)$$

$$NXY(x,y) = E31 \cdot W_{xx} + E32 \cdot W_{yy} + E33 \cdot W_{xy} + E31 \cdot U_x + E32 \cdot V_y + E33 \cdot (U_y + V_x)$$

(1)

где $D11(x,y), \dots, D11(x,y), \dots, E11(x,y), \dots, E11(x,y), \dots$ – жесткостные коэффициенты. Малые латинские буквы, входящие в обозначения функций, указывают

порядки производных по соответствующим переменным.

Дифференциальные уравнения изгиба пластинки получаются путем подстановки выражений (1) в уравнения равновесия [1]. После преобразований получаем:

1-ое уравнение

$$\begin{aligned} & (2 \cdot D31y + 2 \cdot D13x + 2 \cdot D33y + 2 \cdot D31x) \cdot W_{xxy} + \\ & + (D13xx + 2 \cdot D33xy + D33yy) \cdot V_x + \\ & + (D12 + D31 + 2 \cdot D33) \cdot W_{xxyy} + \\ & + (2 \cdot D33x + 2 \cdot D12x + 2 \cdot D33y + 2 \cdot D32y) \cdot W_{xyy} + \\ & + (D31yy + 2 \cdot D31xy + D11xx) \cdot U_x + \\ & + (2 \cdot D32 + D33) \cdot W_{xyyy} + \\ & + (2 \cdot D33y + 2 \cdot D12x + 2 \cdot D32y + 2 \cdot D33x) \cdot V_{xy} + \\ & + (D32yy + D12xx + 2 \cdot D32xy) \cdot V_y + \\ & + (D13xx + 2 \cdot D33xy + D33yy + 2 \cdot N_{xy}) \cdot W_{xy} + \\ & + (2 \cdot D33 + D31) \cdot U_{xyy} + \\ & + (D13xx + 2 \cdot D33xy + D33yy) \cdot U_y + \\ & + (D31yy + D11xx + 2 \cdot D31xy + N_x) \cdot W_{xx} + \\ & + (D13 + 2 \cdot D31) \cdot U_{xxy} + \\ & + (D32yy + 2 \cdot D32xy + D12xx + N_y) \cdot W_{yy} + \\ & + (2 \cdot D31y + 2 \cdot D11x) \cdot U_{xx} + \\ & + (2 \cdot D32 + D33) \cdot V_{xyy} + \\ & + (2 \cdot D31 + D13) \cdot W_{xxx} + \\ & + (D12 + 2 \cdot D33) \cdot V_{xxy} + \\ & + (2 \cdot D11x + 2 \cdot D31y) \cdot W_{xxx} + \\ & + (2 \cdot D33y + 2 \cdot D31y + 2 \cdot D13x + 2 \cdot D31x) \cdot U_{xy} + \\ & + (2 \cdot D32y + 2 \cdot D32x) \cdot V_{yy} + \\ & + (2 \cdot D32x + 2 \cdot D32y) \cdot W_{yyy} + \\ & + (2 \cdot D33x + 2 \cdot D33y) \cdot U_{yy} + \\ & + (2 \cdot D13x + 2 \cdot D33y) \cdot V_{xx} + \\ & + D11 \cdot U_{xxx} + D11 \cdot W_{xxx} + D13 \cdot V_{xxx} + \\ & + D33 \cdot U_{yyy} + D32 \cdot V_{yyy} + D32 \cdot W_{yyy} + \\ & + PZ = 0 \end{aligned}$$

2-ое уравнение

$$\begin{aligned} & (E13 + E31) \cdot U_{xy} + (E12 + E33) \cdot W_{xyy} + \\ & + (E33y + E13x) \cdot V_x + (E12 + E33) \cdot V_{xy} + \\ & + (E31y + E11x) \cdot W_{xx} + (E13 + E31) \cdot W_{xxy} + \\ & + (E33y + E13x) \cdot U_y + (E31y + E11x) \cdot U_x + \\ & + (E33y + E13x) \cdot W_{xy} + \\ & + (E32y + E12x) \cdot W_{yy} + (E12x + E32y) \cdot V_y + \\ & + E11 \cdot U_{xx} + E32 \cdot V_{yy} + E33 \cdot U_{yy} + \\ & + E11 \cdot W_{xxx} + E32 \cdot W_{yyy} + E13 \cdot V_{xx} + PX = 0 \end{aligned}$$

3-е уравнение

$$\begin{aligned} & (E21y + E31x) \cdot W_{xx} + (E21 + E33) \cdot W_{xxy} + \\ & + (E32 + E23) \cdot W_{xyy} + (E22y + E32x) \cdot W_{yy} + \\ & + E22 \cdot W_{yyy} + E31 \cdot W_{xxx} + \\ & + (E33x + E23y) \cdot W_{xy} + (E33 + E21) \cdot U_{xy} + \\ & + (E33x + E23y) \cdot V_x + (E23 + E32) \cdot V_{xy} + \\ & + (E33x + E23y) \cdot U_y + (E32x + E22y) \cdot V_y + \\ & + (E31x + E21y) \cdot U_x + E33 \cdot V_{xx} + \\ & + E23 \cdot U_{yy} + E31 \cdot U_{xx} + E22 \cdot V_{yy} + PY = 0 \end{aligned}$$

(2)

Полученные дифференциальные уравнения деформирования железобетонной пластинки с трещинами

ми представляет собой систему уравнений в частных производных, содержащих переменные коэффициенты. Для решения системы (2) воспользуемся методом аппроксимирующих функций, имеющих ограниченные области определения. При этом рассчитываемая пластинка разбивается на элементарные области, в каждой из которых строится приближенное общее решение. После чего выполняется сопряжение отдельных областей. (Этот метод широко применяется в механике, одной из его разновидностей является метод конечных элементов). При приближенном способе решения переменные коэффициенты при производных от перемещений принимаются постоянными на данном шаге нагружения и в пределах данной элементарной области.

Приближенное общее решение будем разыскивать в виде суммы частного решения неоднородной системы (2) и приближенного общего решения соответствующей однородной системы. Частное решение можно принять в виде:

$$U_{ч.н.} = a_1 \cdot x; \quad V_{ч.н.} = a_2 \cdot y; \quad W_{ч.н.} = a_3 \cdot x \cdot y \quad (3)$$

Для получения приближенного общего решения высокой точности, желательно использовать в качестве аппроксимирующих функций точные фундаментальные решения однородной системы, соответствующей уравнениям (2). В связи с этим была исследована возможность построения фундаментальных решений в полиномах. Приближенное решение принималось в виде многочленов десятого порядка:

$$U(x, y) = \sum_{i=0}^{10} \sum_{j=0}^{10} a_{i,j} \cdot x^i \cdot y^j \Big|_{(i+j) \leq 10}$$

$$V(x, y) = \sum_{i=0}^{10} \sum_{j=0}^{10} b_{i,j} \cdot x^i \cdot y^j \Big|_{(i+j) \leq 10}$$

$$W(x, y) = \sum_{i=0}^{10} \sum_{j=0}^{10} c_{i,j} \cdot x^i \cdot y^j \Big|_{(i+j) \leq 10} \quad (4)$$

При этом ставились две задачи исследования. Первая задача – установить, будет ли получаемая в результате разрешающая система линейных алгебраических уравнений иметь решение (будет ли она совместна и будет ли достаточно хорошо обусловлена). Вторая задача – установить, сколько разрешающих уравнений будет получено из условия удовлетворения предполагаемым решением уравнений системы (2) и сколькими уравнениями можно дополнить разрешающую систему (чтобы выполнить условия сопряжений с соседними элементами).

Выражения (3) и (4) подставлялись в уравнения (2). После этого приравнивались члены, содержащие переменные x и y в одинаковых степенях. На практике все функции описывались при помощи числовых массивов. Так, каждая из функций (4) описывалась двумерным массивом. Число строк в массиве было равно числу слагаемых в каждом из многочленов (4). Все неопределенные коэффициенты a_{ij} , b_{ij} , c_{ij} были пронумерованы по порядку. В первом столбце содержались номера неопределенных коэффициентов. Во втором и третьем столбцах – показатели степеней соответственно x и y . После выполнения дифференцирования добавлялся еще один столбец, в котором содержались множители, появляющиеся при дифференцировании отдельных слагаемых многочлена. Таким образом, все операции дифференцирования многочленов, сложения

многочленов, умножения их на постоянную величину, сводились к изменению содержания столбцов массивов и к арифметическим операциям между массивами. Такая операция, как формирование системы разрешающих уравнений путем приравнивания членов, содержащих x и y в одинаковых степенях, также сводилась к компьютерной обработке описанных выше числовых массивов.

Приведем цифровые данные, характеризующие исследованную задачу. Построенные многочлены (4) содержали по 66 членов каждый. После подстановки их в систему уравнений (2) получалась разрешающая система из 165 линейных алгебраических уравнений относительно 198 неизвестных коэффициентов многочленов (4). То есть, система была не полна. Общее число свободных неизвестных в ней составило 33.

Дополнительные 33 уравнения должны быть получены из условий сопряжений с соседними элементами или с функциями, выражающими граничные условия, если данный элемент находится на краю пластинки (с учетом частного решения (3)).

В том случае, если учитываются только поперечные перемещения пластинки $W(x, y)$, то число дополнительных уравнений для каждого элемента составляет 11 штук.

Для исследования вопроса о том, позволит ли разрешающая система уравнений получить решение задачи после дополнения ее или после включения ее в состав более общей системы, был использован следующий подход. Разрешающая система чисто формально дополнялась до полной системы уравнений. Затем значениям коэффициентов в уравнениях (2) присваивались случайные значения, для чего использовался генератор случайных чисел программы "Mathcad 6 PLUS". При этих значениях вычислялись коэффициенты матрицы левых частей указанной системы. После этого таким же способом задавались случайные значения коэффициентов дополнительных уравнений и их правых частей. Затем, полученная линейная система алгебраических уравнений решалась. Результаты многочисленных испытаний с использованием различных последовательностей случайных чисел показывают, что полученная система уравнений является совместной и позволяет получать решения. Следовательно, система дифференциальных уравнений изгиба железобетонной пластинки с трещинами для общего случая армирования и схемы трещин (2) допускает решения в виде многочленов.

Таким образом, полная система уравнений изгиба железобетонной пластинки с трещинами (физических и геометрических уравнений, а также уравнений равновесия) сведена к системе дифференциальных уравнений с учетом переменных значений жесткостных коэффициентов.

Построено частное решение этой неоднородной системы уравнений изгиба.

Исследованы особенности построения фундаментальных решений соответствующей однородной системы уравнений в виде многочленов. Установлено, что при использовании многочленов удается построить точные фундаментальные решения данной системы.

Библиографический список

1. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. — М.: Стройиздат, 1976. — 204 с.

Интересная и нужная книга

Вышла в свет монография д-ра техн. наук М.Ш.Файнера "Новые закономерности в бетоноведении и их практическое приложение*". Это одна из немногих книг, изданных в последние годы, посвященных проблеме строительного материаловедения и технологии бетона.

Основному содержанию книги автор предваряет краткий исторический очерк развития науки о бетоне – от древности до современности (гл. I). Освещая успехи зарубежных коллег, автор не забывает и о достижениях отечественной науки о бетоне, объективно доказывая приоритет многих научных открытий, сделанных в бывшем СССР.

Развивая идеи системного анализа и вероятностно-статистического подхода (гл. II), автор формулирует концепцию бетона, рассматривая объект исследования с позиций конечной цели, т.е. бетона в конструкциях зданий и сооружений, органически соединяет технологию и экологию бетона.

Представляет интерес нетрадиционный подход к теоретическим основам бетоноведения (гл. III), в частности, к теоретической модели прочности и морозостойкости бетона. Не отрицая общеизвестную зависимость морозостойкости бетона от капиллярной пористости, автор выдвигает интересную и в то же время дискуссионную гипотезу усталостного разупрочнения при действии замораживания и оттаивания. На основании анализа теоретической модели бетона как твердого деформированного тела высказывается мнение о двойственности процессов разрушения бетона вследствие действия касательных напряжений в виде микросдвигов и нормальных растягивающих напряжений, приводящих и растрескиванию и разрыхлению бетона.

* М.Ш.Файнер. Новые закономерности в бетоноведении и их практическое приложение. Киев: "Наукова думка", 2001, 4480. С.

Касаясь выбора оптимального режима формирования бетонной смеси, способствующего максимальному удалению газообразной фазы, автор утверждает, что формирование должно вестись поциклично с кратковременными паузами, с постоянно возрастающей амплитудой и уменьшающейся частотой. К сожалению, каких либо экспериментальных доказательств, подтверждающих эти утверждения, не приводится.

В этой же главе со ссылкой на других авторов отмечается, что при температуре тепловой обработки бетона 100°C, независимо от вида теплоносителя, фазовый состав цементного камня существенно не меняется. В то же время имеются многочисленные данные, свидетельствующие о существенном влиянии температуры ТВО на процесс формирования, в частности, гидросульфоалюмината кальция.

Трудно также согласиться с мнением автора о том, что "в рассмотренных схемах и методах оценки коррозионной стойкости бетона, особенно, касающиеся коррозии I и II видов (речь идет о работах В.М.Москвина) есть один недостаток: они не учитывают температуру и гидродинамику агрессивной среды, а также кинетику деминерализации цементного камня. Так, при циркуляции в морской воде бетон разрушается в 1,5-3 раза быстрее, чем в обычных условиях". В действительности в работах В.М.Москвина и ученых его школы эти вопросы подробно рассматриваются.

Интересной, на наш взгляд, является IV глава, посвященная закономерностям влияния основных факторов на свойства бетона. Рассматривается влияние на показатели прочности бетона активности цемента при растяжении и метода испытания вяжущего, а на основании анализа механизма формирования пустотности заполнителей и динамики процессов формирования – методика определения эффективного соотношения фракций заполнителя

и коэффициента раздвижки зерен. В этой же главе автор излагает предложенный им способ оценки морозостойкости бетона в конструкции по сопротивлению прохождения воздуха.

Пятая глава монографии посвящена модификаторам бетона. Выполнив обзор классификаций модификаторов и анализа механизма их действия, автор аргументирует предложенную им классификацию по функциональному назначению. Наибольший интерес представляют здесь ряды эффективности модификаторов и результаты экспериментальных исследований. Весьма интересна логика оценки автором модификаторов воздухововлекающего действия. Признавая эффект повышения морозостойкости бетона благодаря воздухововлечению, автор акцентирует внимание на том, что для дорожных и аэродромных покрытий повышенное содержание эмульгированного воздуха приводит к увеличению истираемости бетона, т.к. при вибрации бетонной смеси воздушные пузырьки (наиболее легкий компонент) стремятся к открытой поверхности, что приводит к неравномерному их расположению в теле конструкции. В главе достаточно подробно, наряду с положительными, рассматриваются и отрицательные побочные эффекты при применении ряда модификаторов.

Новую и весьма интересную информацию несет VI глава монографии "Теоретические и экспериментальные основы активации компонентов бетонной смеси", в которой, наряду с известными методами, рассматривается обработка компонентов бетонной смеси высоковольтным электрическим разрядом в химически активной среде. Разработанные автором способы создают предпосылки для развития и применения новых технологий бетона.

Уже десятки лет на страницах многих журналов публикуются интересные работы по математическому моделированию технологических

процессов и компьютеризации производства. Однако эти работы не всегда увязаны с практикой производства бетона и железобетона из-за слабой связи с технологическим процессом и нерешенными вопросами обратной связи. Автором не только четко сформулирована задача управления технологическими процессами с помощью математических моделей, но и решена (хотя и не в полном объеме) задача обратной связи, разработан и алгоритм оперативного регулирования с помощью ЭВМ.

Практическое использование результатов исследований и разработок автора на десятках предприятий свидетельствует о большой научно-практической ценности работы. Обобщению и систематизации опыта применения этих работ и посвящена VIII глава монографии. Автором на конкретных примерах по-

казана возможность широкого использования системного подхода и математического моделирования для решения практических задач конкретного предприятия, так и важных программ энергосбережения, формирования структуры производства. Представляет интерес использование установленных закономерностей для проектирования и оперативного регулирования составов бетона в процессе производства, результаты натурных исследований морозостойкости бетона в конструкциях, конкретные предложения по совершенствованию нормативной базы строительства. Спорной, на наш взгляд, являются предположенная автором концепция модификации не бетонных смесей, а цементов в процессе их производства. Такие решения, по видимому, необходимо принимать в каждом конкретном случае отдельно.

Удачны, на наш взгляд, приведенные в конце книги предложения, позволяющие читателю использовать результаты исследований для решения практических задач.

В целом, рецензируемая монография оставляет хорошее впечатление. Она имеет как теоретическое, так и практическое значение, ряд старых проблем освещается с новых позиций. Книга является определенным вкладом в науку и практику и будет полезной для широкого круга специалистов.

В.Г.Батраков, Заслуженный деятель науки РФ, лауреат Государственной премии СССР и премии Правительства РФ, доктор технических наук, профессор

1-й конгресс ФИБ

Осака, 12–20 октября 2002 г.

Известные российской строительной общественности Международная федерация по железобетону – ФИП и Европейский комитет по бетону – ЕКБ после более чем 40-летнего сотрудничества объединились в 1998 г. в единую организацию – Международную федерацию по бетону и железобетону (**ФИБ**).

Первый конгресс новой объединенной организации пройдет в Японии, в городе Осака, в октябре 2002 г.

Основные темы, которые составят предмет рассмотрения на пленарных и секционных заседаниях конгресса, следующие:

- крупные строительные объекты и новые конструктивные решения зданий и сооружений из железобетона
- тоннели и подземные сооружения
- морские сооружения
- составные (композитные) конструкции
- расчет и проектирование

- нелинейный анализ и предельные состояния
- надежность железобетонных конструкций
- сейсмостойкость
- новые материалы
- долговечность
- высококачественный бетон
- эстетика
- эксплуатационный цикл железобетонных конструкций

Конгресс будет сопровождаться выставкой материалов и оборудования. Предусмотрены обширная культурная программа и экскурсии.

Более подробные сведения можно получить в НИИЖБе по тел. 174-7677 (Волков Юрий Сергеевич)

Г.К.ХАЙДУКОВУ — 90 лет



Георгий Константинович Хайдуков, почетный член РААСН, Заслуженный деятель науки РФ, доктор технических наук, профессор, родился 29 июля 1912 г. в Москве. Трудовую деятельность начал в 1927 г. чертежником вагоностроительного завода в г.Мытищи.

В 1928 г. он окончил механический техникум, а в 1934 г. без отрыва от производства — инженерно-конструкторский факультет МИСИ им.Куйбышева, защитил диплом с отличием и был рекомендован в аспирантуру этого института. В 1933–1945 гг. Г.К.Хайдуков — старший и ведущий инженер Промстройпроекта и Гипроазота, а в 1936–1945 гг. — прораб на строительстве больших аэродинамических труб ЦАГИ. С 1938 г. он был аспирантом и ассистентом кафедры железобетонных конструкций МИСИ, где в 1941 г. защитил кандидатскую диссертацию.

В 1946 г. Г.К.Хайдуков работал в Институте строительной техники Академии архитектуры СССР в качестве старшего научного сотрудника и руководителя лаборатории сборного железобетона. В 1956 г. в НИИЖБе им была создана лаборатория пространственных конструкций, которую он возглавлял более 30 лет. В 1963 г. он защитил докторскую диссертацию, а в 1965 г. утвержден в звании профессора.

Юбиляр является одним из ведущих специалистов в области сборного железобетона, расчета, моделирования и конструирования сборных железобетонных тонкостенных пространственных конструкций зданий и сооружений. Им выполнен большой объем экспериментальных и теоретических исследований по изучению работы железобетонных и армоцементных оболочек, складок, ступенчато вспарушенных панелей и других тонкостенных конструкций на упругой и неупругой стадиях работы и при исчерпании несущей способности от кратковременного и длительного действия нагрузок.

Его работы в этой области получили известность как в нашей стране, так и за рубежом.

Ученым и его учениками были проведены оригинальные исследования по технологии изготовления в матрицах и конструированию тонкостенных крупнопанельных конструкций, по моделированию железобетонных оболочек, по совершенствованию методики определения прочности бетона в тонкостенных конструкциях без их разрушения, по методике конструирования и расчета дисперсно армированных конструкций, конструкций сборных преднапряженных сборных преднап-

ряженных шатровых и вспарушенных панелей-оболочек, армоцементных складок гнутого профиля, высоких труб-оболочек и др. Под его руководством разработаны основные нормативные и рекомендательные документы по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий, а также сталефибробетонных конструкций.

Г.К.Хайдуков участвовал в проектировании и строительстве уникальных московских зданий и сооружений, таких как МГУ и других высотных зданий, комплекса Курского вокзала (покрытие из преднапряженных складок длиной 48 м), спортзала "Дружба", торговых зданий в Челябинске и Минске, полносборных элеваторов диаметром 12 м на Украине и в Молдавии, а также первых крупнопанельных жилых зданий в разных городах страны.

С 1938 г. он вел педагогическую работу в качестве ассистента, доцента и профессора кафедры железобетонных конструкций МИСИ, ВЗИСИ, а также научного руководителя по подготовке высококвалифицированных кадров в области сборного железобетона и железобетонных пространственных конструкций. Им были подготовлены 30 кандидатов технических наук, а четверо из них защитили докторские диссертации.

Юбиляр имеет 25 авторских свидетельств, им опубликовано более 250 работ, в том числе за рубежом. Он вел также большую научно-общественную работу, являясь членом Исполкома и почетным членом международной ассоциации по конструкциям типа оболочек — ИАСС, президентом нашего национального комитета этой организации, членом научно-технических и специализированных советов НИИЖБа и МИСИ в области железобетона, членом секции по присуждению Ленинских и государственных премий, председателем комиссии по тонкостенным конструкциям Совета по координации научных работ в области железобетона и др.

За успешную многолетнюю деятельность юбиляр награжден орденом "Трудового Красного Знамени", медалями. За разработку и внедрение пространственных конструкций он удостоен звания Лауреата премии Совета Министров СССР.

В настоящее время Г.К.Хайдуков является заместителем руководителя лаборатории НИИЖБа и, несмотря на возраст, продолжает вести интенсивную научную и инженерную работу.

Коллеги, друзья, ученики Георгия Константиновича, редакция нашего журнала сердечно его поздравляют со славным юбилеем, желают ему здоровья, успехов и еще многих лет творческой активности.

**ПАМЯТИ Г.И.ГОРЧАКОВА
(1916–2002)**

18 июня 2002 г. ушел из жизни доктор технических наук, профессор **Григорий Иванович Горчаков**.

Добровольный участник Великой Отечественной войны с июля 1941 г. до ее окончания, за участие в боевых действиях он награжден орденами и медалями.

С 1968 г. по 1985 г. Г.И.Горчаков работал заведующим кафедрой строительных материалов МИСИ. Является почетным профессором Московского Государственного строительного университета.

Ученый подготовил 49 кандидатов и 8 докторов технических наук, создал научную школу по долговечности строительных материалов.

Под руководством Г.И.Горчакова разработана комплексная проблема совершенствования технологии бетона с целью повышения долговечности и надежности строительных конструкций, снижения материальных и трудовых затрат, экономии топливно-энергетических ресурсов.

Им совместно с учениками предложена структурная теория тяжелого и легкого бетона, позволяющая рассматривать бетоны с единых позиций как композиционные материалы особого рода, состоящие из цементной матрицы, заполнителя и контактной зоны. На основе этой теории установлены зависимости типа "состав-технология-структура-свойства", необходимые для получения специальных видов бетонов. За эту работу ему была присуждена Государственная премия СССР.

Профессор Г.И.Горчаков возглавил новое направление в повышении долговечности железобетонных изделий, заключающееся в создании слоистых композиционных материалов, состоя-

щих из бетонного основания и эффективного модифицированного поверхностного слоя. Исследования в этом направлении позволили выявить рациональные пропиточные материалы для модификации бетонов с учетом влияния структуры материалов, климатических, физико-механических и химических факторов. Созданы методы прогноза монолитности и разработаны пути совершенствования технологии производства высокоэффективных модифицированных бетонов.

Известны его капитальные труды в области строительной метрологии по созданию метрологической базы эталонных образцов бетонов требуемой морозостойкости, прецизионных средств дилатометрических измерений для ускоренного прогнозирования морозостойкости бетона, позволяющие существенно сократить стандартные трудоемкие и длительные испытания.

Работы, выполненные под руководством Г.И.Горчакова, имеют большое народнохозяйственное значение и высокую экономическую эффективность. Результаты научных разработок ученого и его учеников нашли отражение в современных учебниках, учебных пособиях, монографиях, в различных нормативных документах, способствующих совершенствованию подготовки высококвалифицированных инженеров-строителей и технологов по производству строительных материалов и изделий.

Григорий Иванович Горчаков был достойным представителем великой русской интеллигенции, восславившим Отчизну своими боевыми и трудовыми подвигами.

Память о человеке высоких нравственных качеств, мудром труженике, отзывчивом и добром, останется в нашей памяти навсегда.

Редакционная коллегия: Ю.М.Баженов, В.Г.Батраков, В.М.Бондаренко, Ю.С.Волков,
В.В.Гранев, В.Г.Довжик, А.И.Звездов, Б.И.Кормилицин, К.В.Михайлов, В.А.Рахманов,
И.Ф.Руденко, Р.Л.Серых (главный редактор), В.Р.Фаликман, Ю.Г.Хаютин,
А.А.Шлыков (зам.главного редактора), Е.Н.Щербаков

Подписано в печать 29.07.2002. Формат 60x88^{1/8}. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1.
Усл.печ.л. 4,0 Заказ № 932

Адрес редакции
Москва, Георгиевский пер., д.1, строение 3, 3-й этаж

E-mail: magbeton@rambler.ru
Тел. 292-6205

Отпечатано в ОАО Московская типография № 9
109033, Москва, Волочаевская ул., д.40