

СОДЕРЖАНИЕ

<i>МИХАЙЛОВ К.В.</i> Задачи отечественной строительной науки в области арматуры и предварительно напряженных железобетонных конструкций	2
КОНСТРУКЦИИ	
<i>МИЛОВАНОВ А.Ф., СОЛОМОНОВ В.В., КУЗНЕЦОВА И.С.</i> Состояние основного железобетонного ствола Останкинской телевизионной башни после пожара	4
В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ	
<i>КРАСНОЩЕКОВ Ю.В.</i> Вероятностные характеристики несущей способности железобетонных конструкций по нормальным сечениям	7
ВОПРОСЫ УПРАВЛЕНИЯ И АВТОМАТИЗАЦИИ	
<i>КАЛЬГИН А.А.</i> Комбинированная система управления пневмотранспортированием цемента	10
ДОЛГОВЕЧНОСТЬ	
<i>ПИРАДОВ К.А., МАМАЕВ Т.Л.</i> Учет фактора времени при расчете железобетонных элементов методами механики разрушения	12
<i>ВАСИЛЬЕВ А.И.</i> Прогноз коррозии арматуры железобетонных мостовых конструкций при карбонизации защитного слоя	16
ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ	
<i>ЦАЙ ШАОХУАЙ.</i> Новейший опыт применения трубобетона в КНР	20
<i>ТРАМБОВЕЦКИЙ В.П.</i> Фиксаторы арматурных стержней для агрессивных условий эксплуатации	24
БИБЛИОГРАФИЯ	
<i>ФАЙНЕР М.Ш.</i> Модифицированные бетоны	25
НАШИ ЮБИЛЯРЫ	
П.А.Демянюку–75 лет	28
К 70-летию В.Г.Батракова	28



Задачи отечественной строительной науки в области арматуры и предварительно напряженных железобетонных конструкций

Арматура железобетонных конструкций является одним из видов промышленной продукции, объем производства, которой постоянно растет, а требования к качеству ужесточаются.

За последние годы в России была разработана и применяется широкая номенклатура арматурных сталей для обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций, которая удовлетворяет основным требованиям различных видов капитального строительства. Было принято условие, что все виды стальной арматуры, предназначенные для обычных железобетонных конструкций, должны быть свариваемы тем или иным способом для возможности индустриализации арматурных работ. Впервые в мире было разработано и освоено промышленное производство стержневой арматуры периодического профиля термомеханическим способом в потоке проката и самоанкерующейся высокопрочной проволоки периодического профиля методом холодного волочения.

Всесторонние исследования свойств арматурных сталей и их работы в железобетонных конструкциях привели к ряду новых теоретических разработок, в том числе:

- унифицированное математическое описание диаграмм работы арматуры, основанное на теории "сплайн-функций"

- вероятностная система контроля качества, принятая в действующих государственных стандартах на арматуру

- процесс релаксации напряжений в высокопрочной проволоочной и стержневой арматуре при нормальной и повышенной температуре.

Однако по некоторым видам стальной арматуры мы отстаем от достижений технически развитых стран. По прочностным показателям отечественные высокопрочная проволока и арматурные канаты на

10% ниже зарубежных, не выпускаются высокопрочная проволока и стержневая арматура больших диаметров и с защитными покрытиями, только в последние годы, по аналогии с зарубежными образцами, был разработан и освоен более эффективный профиль стержневой арматуры с серповидными поперечными ребрами.

Следует отметить, что повышение прочностных свойств арматуры, при обеспечении ее свариваемости, достигалось за счет применения легирующих добавок, содержание которых было значительно выше, чем в зарубежных арматурных сталях идентичной прочности. В настоящее время и в перспективе производство стальной арматуры должно развиваться с учетом дефицитности и значительной дороговизны легирующих материалов.

Механические и реологические свойства арматурных сталей будут в основном улучшаться путем совершенствования механической, термической и комплексной технологий производства арматуры. Научные проблемы в этой области должны решаться совместными усилиями ученых в областях металлургии, машиностроения и строительства, причем последние должны определять конечную цель и осуществлять всесторонние исследования новых видов арматуры (их механические и реологические свойства, свариваемость, коррозионную стойкость, выносливость и др.) с определением нормативных показателей.

В свете вышеизложенного первоочередные задачи строительной науки в данной области состоят из решения следующих проблем:

- всестороннее изучение свойств стержневой свариваемой арматуры диаметром 8–40 мм нового поколения (с естественной композитной структурой) с пределом текучести 400, 500 и 600 МПа

- изучение свойств экономичных углеродистых термомеханически упрочненных арматурных сталей диаметром 8–32 мм с малым количеством легирующих добавок с условным пределом текучести 800, 1000 и 1200 МПа

- разработка и изучение свойств высокопрочной арматурной проволоки диаметром 5–8 мм с новым эффективным периодическим профилем

- разработка стабилизированных арматурных канатов новой конструкции, изготовляемых из проволоки периодического профиля

- изучение реологических и коррозионных свойств новых видов напрягаемой арматуры при нормальной и повышенной температуре

- изучение различных видов антикоррозионных покрытий арматуры с определением их влияния на сцепление арматуры с бетоном

- создание новых экологически безопасных и энергосберегающих высоких технологий производства арматурных работ.

Выявившаяся целесообразность применения железобетонных конструкций в различных отраслях народного хозяйства определила необходимость изыскания принципиально новых видов арматуры, в том числе использования композиций из высокопрочных нитей и пластика. Вначале была создана высокопрочная стеклопластиковая арматура для предварительно напряженных конструкций, а затем подобная композитная арматура на базе углеродных и арамидных волокон.

Исследования в этой области начались в середине прошлого столетия, в том числе и в нашей стране. Были созданы различные виды подобной арматуры и выявлены особенности их применения в бетонных конструкциях, начато экспериментальное строительство. На этом, собственно, и закон-

чились активные разработки данной проблемы в нашей стране, тогда как в Германии, Японии и в других странах параллельно с широкими научными исследованиями началось строительство различных объектов, в том числе ряда автодорожных и пешеходных мостов, с предварительно напряженными пролетными строениями размером до 30 м, в которых использовалась напрягаемая неметаллическая арматура. Было установлено, что приведенная стоимость неметаллической фибропластиковой арматуры выше стоимости стальной арматуры и ее следует применять в конструкциях, эксплуатируемых в сильно агрессивной среде или отвечающих специальным условиям (антимагнитность, диэлектрические свойства). Быстрое развитие химической промышленности способствовало тому, что для армирования ряда бетонных конструкций стали применять решетки из прочных пластмасс, а также фибру из стекловолокна и пластика. Такое армирование практикуется в России пока в ограниченных масштабах, в том числе из-за недостатка научно-технических и экономических разработок, определяющих первоочередные области применения этой арматуры.

Из вышеизложенного можно сделать следующие выводы:

- высокопрочная неметаллическая арматура эффективна для применения в предварительно напряженных конструкциях, предназначенных для сооружений, эксплуатируемых в особых условиях. Необходимо усилить исследования в этой области, обратив особое внимание организации промышленного производства такой арматуры и строительству различных объектов с ее применением

- настало время для разработки различных видов арматуры из прочных пластиков для обычных бетонных конструкций (решетки, фибра), всесторонних исследований таких конструкций, составления нормативно-технической документации и организации экспериментального строительства.

Мировой практикой установлена важная роль метода предварительного напряжения арматуры в совершенствовании железобетонных конструкций, который обеспе-

чивает значительную экономию стали и заметное расширение областей целесообразного применения железобетона. До начала перестройки объем производства разнообразных предварительно напряженных конструкций в СССР достигал 22% общего объема сборного железобетона, т.е. составлял более 30 млн.м³ в год.

В гражданских и промышленных зданиях сборные преднапряженные железобетонные конструкции применялись в основном в перекрытиях, покрытиях, стенах и свайных фундаментах. В массовом порядке выпускали преднапряженные железобетонные шпалы, напорные трубы, опоры электропередачи и контактной сети, виброградные стойки. Все эти конструкции изготовляли по технологии натяжения арматуры на упоры до бетонирования. В мостах, резервуарах, силосных башнях и в других крупных инженерных сооружениях использовали технологию натяжения арматуры на затвердевший бетон конструкции.

Все названные области применения предварительно напряженных конструкций полностью себя оправдали, и можно с уверенностью полагать, что после преодоления образовавшегося в народном хозяйстве застоя перечисленные выше конструкции снова займут почетное место в капитальном строительстве.

Номенклатура преднапряженных железобетонных конструкций по своим геометрическим и эксплуатационным параметрам мало изменится, и основные направления их совершенствования будут связаны с использованием новых эффективных материалов и технологий, повышением их долговечности. Уже сейчас на базе применения новых вяжущих (напрягающего цемента, вяжущего низкой водопотребности), суперпластификаторов и микронаполнителей созданы условия для получения в производственных условиях бетонов высокой прочности (100–120 МПа) и плотности.

Сочетание бетона на напрягающем цементе с высокопрочной арматурой позволяет получить новые эффективные и долговечные преднапряженные конструкции с высокой плотностью и несущей способностью; первоочередная

область их применения — высоконапорные трубы.

Освоение производства углеродистой несвариваемой высокопрочной стержневой арматуры и повышение стоимости электротермического натяжения арматуры потребует разработки новых технологических приемов и конструктивных решений сборных элементов. В частности, на основе теории механики разрушения необходимо исследовать условия анкеровки различных видов арматуры без образования трещин раскалывания на опорных участках конструкций.

Расширение объемов возведения монолитных плитных железобетонных конструкций выдвигает задачи снижения их металлоемкости за счет использования высокопрочной предварительно напряженной арматуры. В различных странах такие конструкции находят широкое применение, а у нас они практически не используются.

На основе сказанного можно сформулировать следующие задачи строительной науки в области совершенствования предварительно напряженных конструкций на перспективу:

- исследование свойств и особенностей производства различных видов предсамонапряженных железобетонных конструкций, определение рациональных областей их применения

- исследование свойств и технологии изготовления предварительно напряженных конструкций из высокопрочного бетона с новыми видами арматуры с различными защитными покрытиями, оценка их долговечности в различных условиях эксплуатации

- разработка способов применения предварительного напряжения в монолитных плитных конструкциях из бетона на плотных и пористых заполнителях, обеспечение их долговечности

- создание индустриальных способов возведения зданий различной этажности со сборно-монолитными преднапряженными перекрытиями для городов и сельской местности

- разработка и исследование преднапряженных конструкций с высокопрочной неметаллической (фибропластиковой) арматурой, определение областей их применения.

А.Ф.МИЛОВАНОВ, д-р техн. наук, проф., В.В.СОЛОМОНОВ, И.С.КУЗНЕЦОВА, кандидаты техн. наук (НИИЖБ)

Состояние основного железобетонного ствола Останкинской телевизионной башни после пожара

В 1967 г. в Москве в Останкино была построена телевизионная башня высотой 533,3 м, которая является свободно стоящим сооружением. Основная конструкция железобетонной башни представляет собой пустотелую коническую оболочку с сильно развитым основанием. Нижняя часть башни, расположенная между отметками — 0,2 и +63 м, состоит из опор-ног и конической железобетонной оболочки толщиной 500...600 мм. На отметке 63 м стены конуса переходят в ствол, где расположена нижняя железобетонная диафрагма толщиной 1000 мм. Железобетонный ствол башни до отметки 311 м имеет форму пологого усеченного конуса с уклоном стен 2%. Наружный диаметр конуса внизу 18,2 и вверху 8,2 м, толщина стенки 400 мм. Верхний участок ствола имеет форму цилиндра диаметром 8,2 м и толщиной стенки 350 мм.

Железобетонная оболочка ствола запроектирована из бетона марки М400 (класса В35) и армирована двойной сеткой из стержней периодического профиля. Вертикальная арматура запроектирована из стержней $\varnothing 25...32$ класса АIII марки 35ГС с шагом 170...220 мм, а горизонтальная арматура — из стержней $\varnothing 14...16$ класса АII с шагом 200...276 мм. Защитный слой бетона до оси вертикальной арматуры со стороны наружной и внутренней поверхностей составляет 60 мм (рис.1).

На отметке 385,5 м устроена верхняя железобетонная диафрагма высотой 1500 мм, в которой по оси имеется отверстие диаметром 4200 мм для пропуска и крепления конструкции металлической антенны высотой 147,5. Стальная телескопическая труба антенны, вы-

полненная из стали марки Ст 3, в нижней части имеет опорный стакан диаметром 4000 мм и высотой 10400 мм. По периметру отверстия в железобетонной диафрагме имеются закладные детали, к которым крепится антенна. Зазор между стаканом антенны и железобетон-

ной диафрагмой ствола заполнен бетоном на мелком заполнителе. Наружная поверхность железобетонного ствола башни покрыта гидрофобным покрытием.

Внутри железобетонной оболочки ствола по всей высоте расположены инженерные коммуникации и вертикальный транспорт: четыре шахты лифтов, шахты электросиловых кабелей, кабелей связи, радиотехнических фидеров, трубных разводов водопровода и канализации. На закладных деталях в стенах железобетонного ствола крепятся 16 перекрытий внутренних этажей и 13 перекрытий наружных высотных обстроек.

Башня выполнена из морозостойкого долговечного бетона на низкоалюминатном портландцементе активностью 57...65 МПа. Песок кварцево-полевошпатовый, с модулем крупности 2,6...2,8. Щебень фракций 5...15 и 15...32 мм, гранитный, прочностью не менее 120 МПа. Пластифицирующий добавкой служили концентраты сульфидно-спиртовой барды, газообразующей — ГКЖ-94.

Условия службы железобетонной башни суровые. В течение года бетон испытывал до 35 циклов замораживания — оттаивания, на отдельных участках подвергался обледенению. Влажность воздуха колебалась от 80 до 90%, иногда достигала 100 %, так как нижняя граница облаков доходила до отметки 150 м.

Прочность на сжатие бетона составляла в 28-суточном возрасте 37...45 МПа, через год — 45...50 МПа, и через 5 лет — 50...60 МПа. Прочность бетона на сжатие в возрасте 5 лет превышала проектную прочность на 50%.

Для предотвращения образования горизонтальных трещин от

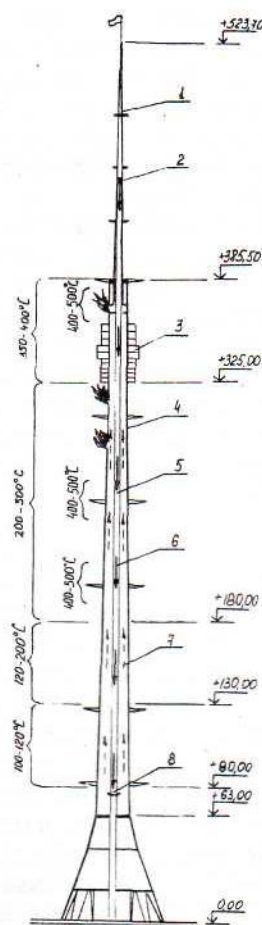


Рис. 1.Схема распространения пожара на телевизионной башне

1 — металлическая антенна; 2 — очаг возгорания (27 августа, 14 часов); 3 — ресторан и смотровые площадки; 4 — железобетонный ствол башни; 5 — шахта высокочастотных фидеров; 6 — направление горения изоляции фидеров; 7 — направление теплового потока; 8 — место тушения пожара (28 августа, 12 часов дня) 100...500°С — температура нагрева внутренней поверхности бетона ствола башни

ветровой нагрузки в железобетонном стволе было создано предварительное обжатие бетона вертикальными канатами, расположенными на расстоянии 50...100 мм от внутренней поверхности оболочки башни. По периметру ствола было установлено 149 канатов длиной 145...344 м. Канаты $\varnothing 38$ были изготовлены из оцинкованной высокопрочной проволоки $\varnothing 1,8$ класса ВрII. Каждый канат состоял из 259 проволок. Внутри ствола на восьми уровнях предусмотрены кольцевые консольные диафрагмы для анкеровки верхних концов канатов. Для обеспечения совместной работы предварительно напряженных канатов с железобетонной оболочкой ствола после их натяжения канаты крепили к стене с помощью закладных деталей, установленных с шагом 7 м высоте ствола. В апреле 1967 г. канаты натягивали на усилие 72...69 т, которое вызывало среднее напряжение растяжения 1090 МПа. За три года эксплуатации усилия в среднем снизились на 12,3% и составили 60...63 т. Однако одинакового натяжения канатов не было, и падение усилий в них также происходило по-разному.

27 августа 2000 г. в металлической антенне примерно на отметке 430 м произошло замыкание в одном высокочастотном фидере, в результате чего воспламенилась изоляция из полихлорвинила (рис.2). Последний является горючим материалом, при температуре 230°C начинается его термическое разложение, а при 450°C — самовоспламенение. Полихлорвинил интенсивно горит, при горении создает высокую температуру порядка 1000°C, плавится, падая горячими каплями. Продукты горения токсичны, выделяется хлористый водород. Медная основа фидеров имела большую теплопроводность, и высокая температура быстро распространялась вниз, где возникали новые очаги возгорания изоляции. Пожар распространялся сверху вниз за счет оплавления и стекания полихлорвиниловой изоляции по стволам фидеров. Перекрытия в местах прохождения фидеров имели зазоры 100...150 мм, через которые капала горячая изоляция.

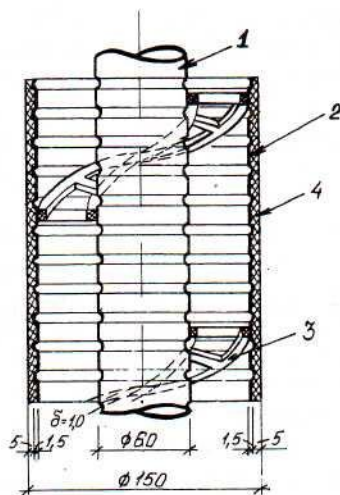


Рис. 2. Высокочастотный фидер

1 — медная внутренняя гофрированная труба $\varnothing 60$, $\delta=1$ мм; 2 — медная наружная гофрированная труба $\varnothing 150$, $\delta=1,5$ мм; 3 — внутренняя спиральная полихлорвиниловая изоляция 8x8 мм; 4 — наружная полихлорвиниловая изоляция $\delta=5$ мм

Пожарная нагрузка по высоте башни образовывалась в основном за счет горения полихлорвиниловой изоляции фидеров. На некоторых отметках она значительно увеличивалась за счет сгораемого оборудования шахты связи, аппаратных и машинных помещений скоростных лифтов, состоящих из пластмасс, резины, битума и масел, воспламеняющихся при температуре 250...300°C.

Горение происходило в основном в пространстве между лифтами, где находились фидеры. Ограждающие конструкции лифтовых шахт были выполнены из листового металла и сетки Рабица и не являлись огневой и тепловой преградой.

Во время пожара железобетонный ствол башни работал как дымовая труба. Наличие проемов в железобетонном стволе на различных отметках по высоте способствовало сильной тяге воздуха и быстрому удалению теплового потока наружу. Горячие газы и продукты горения поднимались вверх по лифтовым шахтам и распространялись в пространстве между шахтами лифтов и железобетонной оболочкой ствола башни преимущественно в южном и юго-западном секторах ствола. Внутрен-

няя поверхность железобетонного ствола и предварительно напряженные канаты в основном подвергались воздействию потока горячих газов, а в отдельных местах непосредственному огневому воздействию.

Температура внутренней поверхности бетона ствола на отметках 80...130 м достигала 100...120°C; на отметках 130...170 м — 120...200°C; на отметках 150...325 м — 200...300°C, в верхней части ствола на отметках 320...380 м — 350...400°C. Температура канатов была на 50...70°C выше температуры бетона (рис.3).

Пожар характеризуется слабой степенью огневого воздействия. Во время пожара поверхность бетона стенки ствола нагревалась неравномерно как по высоте, так и по толщине. На отметках 201, 253 и 374 м температура бетона поднималась до 400...500°C. На этих участках происходило отслоение защитного слоя бетона. Хрупкое

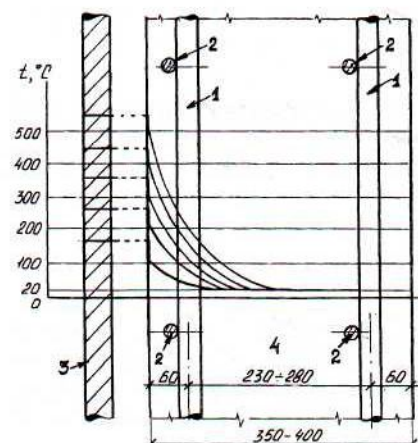


Рис. 3. Температуры нагрева железобетонной стенки ствола башни и предварительно напряженных канатов

1 — вертикальная арматура; 2 — горизонтальная арматура; 3 — канат; 4 — бетон

разрушение бетона на нагреваемой поверхности сопровождалось его отколом на глубину 30...50 мм.

Причиной хрупкого разрушения бетона при пожаре являлось образование трещин в его структуре и перехода их в спонтанное неравновесное развитие под воздействием сжимающих напряжений от внешней нагрузки, неравномерного нагрева по толщине сечения

стенки ствола и растягивающих напряжений от пара, который образовывался из воды, находящейся в порах бетона. Последний имел высокую прочность, плотную структуру и низкую пористость. В таком бетоне многие поры и капилляры имеют замкнутую структуру. При нагревании давление пара в порах и капиллярах возрастало, и при температуре нагрева бетона выше 250°C происходило его взрывообразное разрушение. Внутреннюю поверхность ствола, где отслоился защитный слой бетона, необходимо зачистить, промыть и нанести новый слой мелкозернистого бетона.

После пожара прочность на сжатие бетона внутренней поверхности стенки ствола снизилась не более чем на 15%. Учитывая, что прочность бетона на сжатие до пожара была почти вдвое больше проектной, это снижение прочности бетона не повлияло на общую прочность ствола.

Горизонтальная арматура нагревалась до 200...250°C, вертикальная арматура — до 150...200°C. Такой нагрев не снизил сопротивления арматуры растяжению и сжатию. Несмотря на пожар и высокую температуру теплового потока, прочность железобетонных стен ствола башни осталась выше проектной.

В районе отметок 201, 253 и 374 м, где наблюдались местные очаги горения, произошли обрывы некоторых преднапряженных канатов. На этих местных участках канаты подвергались непосредственному воздействию пламени при жестком температурном режиме и высокой плотности теплового потока.

При нагреве свыше 300°C углеродистая холоднотянутая высокопрочная проволока теряет наклеп, снижает сопротивление растяжению, в ней увеличиваются деформации ползучести. Предельная деформация проволоки при температуре 20°C составляет 4...5%. Усилия предварительного напряжения в канатах перед пожаром составляли в среднем 60 т. Напряжения растяжения от преднапряжения были равны 900 МПа. Для создания такого напряжения необходимо было выбрать до

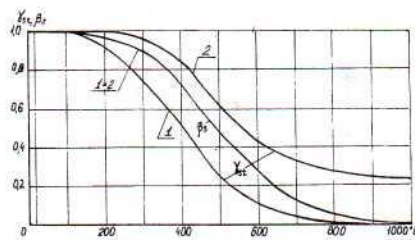


Рис. 4. Значения коэффициентов снижения сопротивления растяжению γ_{st} и модуля упругости β_s для высокопрочной арматуры класса ВрII

1 — при пожаре; 2 — после пожара

20...30% деформаций проволоки. Снижение сопротивления растяжению проволоки с повышением температуры учитывается коэффициентом условия работы γ_{st} (рис.4).

Когда сопротивление растяжению при нагреве снизилось до напряжения в канате от преднапряжения, он оборвался. Следует отметить, что из 259 проволок в канате наиболее напряженными были проволоки, расположенные у его наружной поверхности, и они обрывались в первую очередь. Кроме того, канаты имели разную свивку, вследствие чего проволоки канатов пересекались, создавая местное сжатие.

По всей высоте ствола башни происходило умеренное повышение температуры канатов. Во время пожара от воздействия высокой температуры в необорвавшихся канатах происходили дополнительные потери преднапряжения: от релаксации напряжений в проволоке, разности температурных деформаций канатов и бетона нагретой поверхности ствола, от температурной усадки и ползучести нагретого бетона.

Снижение предварительного напряжения в проволоке класса ВрII с повышением температуры нагрева при начальных уровнях предварительного напряжения $\sigma_{sp} = (0,4...0,6)R_s$ выражается формулой

$$\sigma_{sp} = 89 - 0,27t_s \quad (1)$$

где σ_{sp} — остаток преднапряжения в канате, в % от исходного значения при натяжении; t_s — температура нагрева канатов, в °C.

Данная формула справедлива при $t_s \geq 20^\circ\text{C}$ и $\sigma_{sp} \geq 0$. Из нее следует, что при нагреве каната до 100°C остается 62%; при 200°C — 35%; при 280°C — 13% предварительного напряжения. При температуре нагрева каната 330°C предварительное напряжение полностью утрачивается.

Таким образом, в канатах длиной 154 м с верхней анкеровкой на отметке 195 м, нагретых в среднем до 200°C, сохранилось всего 35% от предварительного напряжения до пожара, и сопротивление проволоки растяжению снизилось на 13%. Эти канаты могут быть использованы при дальнейшей эксплуатации башни в случае обязательного восстановления предварительного напряжения до проектного значения. Канаты необорванные, но находящиеся в состоянии свободного провисания, после пожара полностью потеряли преднапряжение, снизили сопротивление растяжению на 47...75% и не могут обеспечить обжатие бетона. Тем самым они не способствуют предотвращению образования горизонтальных трещин в железобетонном стволе башни от ветровой нагрузки.

Утратив предварительное напряжение, канаты при огневом воздействии до 450...500°C в течение 20...30 мин, провисли. При температурах свыше 400°C оцинковка проволок расплавилась, сечение канатов уменьшилось, и они могли проскальзывать через прижимные закладные детали их креплений к стене ствола под действием собственного веса (вес длинных канатов составлял около 2 т).

Напряжения в канате от собственного веса находились в пределах 15...20 МПа. Даже при таких сравнительно малых напряжениях растяжения в углеродистой стали при действии температур порядка 450...500°C происходило увеличение упругих деформаций ϵ_{sy} вследствие снижения модуля упругости арматуры каната и развития деформаций быстроснатекающей ползучести ϵ_{sc}

$$\epsilon_s = \epsilon_{sy} + \epsilon_{sc} \quad (2)$$

$$\epsilon_{sy} = \sigma_s / \beta_s E_s \quad (3)$$

$$\varepsilon_{sc} = (\varphi_1 t_s^2 / 2 - \varphi_2 t_s^3 / 6 + \varphi_3 t_s^4 / 24) / E_s \quad (4)$$

где σ_s , E_s — напряжения растяжения и модуль упругости каната; l_s — длина участка каната с постоянной температурой нагрева; t_s — температура нагрева каната, °C; β_s — коэффициент, учитывающий снижение модуля упругости каната (рис.4); φ_1 , φ_2 , φ_3 — коэффициенты, полученные из опытов, которые зависят от напряжения в канате.

Если принять, что от огневого воздействия на общей длине каната 100 м температура была 450...500°C, то упругая деформация каната составила 3...10 см, и деформация быстроснатекающей ползучести — 159...342 см. Общая деформация каната составила 162...352 см. Эти деформации соответствуют провисанию канатов, обнаруженных после пожара в нижней части ствола башни.

На основании обследования состояния железобетонного ствола башни после пожара и теоретического анализа влияния огневого воздействия на железобетонные конструкции можно сделать следующие выводы:

1. Прочность и устойчивость железобетонного ствола башни после пожара не снизились.

2. Металлическая антенна надежно закреплена в железобетонной верхней диафрагме ствола телебашни.

3. Жесткость железобетонного ствола значительно снижена, и в нем возможно образование и развитие горизонтальных трещин при значительной ветровой нагрузке.

4. Все канаты, находящиеся в состоянии свободного провисания или имеющие обрывы, не пригодны для дальнейшего использования, их следует заменить.

5. В качестве новых преднапряженных канатов предпочтительно применить канаты К-7 из высокопрочной проволоки класса ВрII с диаметром проволок 5 мм.

6. Предварительно напряженные канаты должны иметь антикоррозийное и огнезащитное покрытие. Последнее должно быть выбрано таким образом, чтобы в случае возможного пожара не допущался нагрев канатов свыше 100°C.

7. Для повышения пожарной безопасности и обеспечения огнестойкости телевизионной башни при реконструкции внутреннего пространства следует предусмотреть применение негорючих материалов для изоляции фидеров и кабелей, а также для аппаратуры и оборудования.

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

Ю.В.КРАСНОЩЕКОВ, канд. техн. наук (СибАДИ)

Вероятностные характеристики несущей способности железобетонных конструкций по нормальным сечениям

Несущая способность железобетонных конструкций характеризуется изменчивостью нескольких сложно взаимодействующих элементов. Из-за разнообразия взаимодействия затрудняется экспериментальная оценка случайной величины несущей способности железобетонных конструкций, а также точность оценки надёжности и вероятностного расчёта. В таких случаях особую важность приобретают практические методы расчёта надёжности, в частности метод двух моментов (здесь момент — числовая характеристика случайной величины или функции) [1]. Практическая ценность метода заключается в том, что первые два момента, т.е. математическое ожидание x и стандартное отклонение s , оптимально характеризуют случайную величину x и всегда могут быть найдены при незначительных затратах времени. Метод хорошо согласуется с принятым в отечественных нормах методом расчёта строительных конструкций по предельным состояниям и особенно эффективен при оценке надёжности конструкций по отказам, связанным с исчерпанием несущей способности.

Несущая способность изгибаемых конструкций характеризуется прочностью нормальных и наклонных сечений. Для оценки прочности нормальных сечений по методу предельных состояний используют два основных

уравнения, получаемых из статических условий равновесия. Во-первых, значения изгибающих моментов всех внутренних сил относительно центров тяжести растянутой или сжатой зон сечения определяют из тождественных уравнений, которые представим в следующем виде

$$M_b = R_b f_1(\xi) \quad \text{и} \quad M_s = R_s f_2(\xi), \quad (1)$$

где R_b и R_s — расчётные сопротивления бетона сжатой зоны и растянутой арматуры; $f_1(\xi)$ и $f_2(\xi)$ — функции, характеризующиеся размерами сечения, сжатой зоны бетона и степенью армирования; ξ — относительная высота сжатой зоны.

Для конструкций прямоугольного сечения шириной b , рабочей высотой h_0 и с коэффициентом армирования μ (одиночное армирование) функции $f(\xi)$ имеют вид

$$f_1(\xi) = b \xi h_0^2 (1 - \xi/2) \quad \text{и} \quad f_2(\xi) = b \mu h_0^2 (1 - \xi/2) \quad (2)$$

Второе уравнение получают из условия равновесия нормальных сил

$$\xi R_b = \mu R_s \quad (3)$$

Условие тождественности $M_b \equiv M_s$ должно соблюдаться и при вероятностных расчётах, когда моменты M_b и M_s являются случайными. Обычно при построении вероятностных зависимостей этим условием пренебрегают, что иногда приводит к неверным выводам. Как правило, выражения (1) рассматривают в виде функции случайных аргументов сопротивлений бетона R_b или арматуры R_s , распределения которых близки к нормальным, а характеристики (математическое ожидание и стандартное отклонение) легко получаются из расчётных зависимостей $R_{bn} = 1.07(\bar{R}_b - 2s_b)$ и $R_{sn} = \bar{R}_s - 1.645s_s$. В общем случае выражение для расчётных значений несущей способности материалов без учёта влияния изменчивости внешнего воздействия имеет вид [1]

$$R = \bar{R} - \beta s, \quad (4)$$

где β - показатель обеспеченности (вероятности превышения) значения R .

Учитывая, что величина \bar{R} - постоянная, из выражения (4) следует $s = |dR/d\beta|$.

Иногда изменчивостью других параметров (в том числе и $\xi = \mu R_s/R_b$) пренебрегают, используя в приближённых расчётах только их математические ожидания (в том числе $\xi = \bar{\xi}$). В более точных расчётных моделях случайные моменты M_b и M_s считают функцией двух или нескольких (изменчивостью геометрических размеров зачастую можно пренебречь) случайных величин-аргументов. В этом случае о моменте M_b судят по характеристикам случайных величин R_b и $\xi = \mu R_s/R_b$, а о моменте M_s - по характеристикам R_s и ξ . Такой подход эффективен, когда законы распределения случайных аргументов (в том числе и ξ) известны. Однако точное выражение дисперсии случайной величины ξ для общего случая получить невозможно, поэтому расчёт сводится к численному интегрированию сложных функций [2]. Наиболее распространена приближённая модель с использованием линеаризации расчётных формул и разложения их в ряд Тэйлора. Такой приём использован во многих отечественных и зарубежных исследованиях [3,4].

Возможен другой подход, упрощающий расчёт и позволяющий избежать каких-либо противоречий. Моменты M_b и M_s являются случайными функциями, для которых возможны реализации двух видов в зависимости от области значений случайного аргумента ξ при $\xi < \xi_R$ и $\xi = \xi_R$. Согласно теории случайных функций каждая реализация M_b и M_s есть обычная функция неслучайного аргумента ξ , которая при фиксированном значении ξ является случайной величиной с числовыми характеристиками, эквивалентными характеристикам R_b или R_s [5]. Исходя из этого, подставим выражение (4) в уравнения (1) и пренебрегая изменчивостью геометрических параметров и армирования сечения, получим простые линейные зависимости несущей способности от одного случайного аргумента R_b или R_s , которые по аналогии с (4) можно записать в общем виде

$$M = \bar{M} - \beta s_M \quad (5)$$

Для определения значения s_M раскроем функцию (5) отдельно по бетону и арматуре

$$M_b = \bar{R}_b f_1(\xi) - \beta s_b f_1(\xi) \text{ и } M_s = \bar{R}_s f_2(\xi) - \beta s_s f_2(\xi) \quad (6)$$

Выражения $s_b f_1(\xi)$ и $s_s f_2(\xi)$ являются стандартами изменчивости M_b и M_s (в общем случае $s_M = |dM/d\beta|$), которые равны из условия тождественности $M_b \equiv M_s$. Из их равенства определяется численное значение ξ для стандартов изменчивости M_b и M_s по формуле

$$\xi = s_s \mu / s_b \quad (7)$$

Полученная зависимость остаётся справедливой и для более сложных случаев армирования и форм сечений. Вообще изменчивость прочности нормальных сечений изгибаемых конструкций вне приграничных зон не зависит от размеров сжатой зоны, что подтверждается выражением для коэффициента вариации, полученным при $\xi < \xi_R$

$$v_M = s_s \bar{R}_b (s_b - \mu s_s / 2) / s_b \bar{R}_s (\bar{R}_b - \mu \bar{R}_s / 2) \quad (8)$$

Тождественность M_b и M_s обеспечивается также учётом корреляции или зависимости случайных величин R_b и R_s в рамках нормального сечения. Обычно эти величины считают независимыми, однако в расчётном сечении в явном виде прослеживается их линейная взаимосвязь, которая описывается вторым статическим условием равновесия (3) нормальных сил. В вероятностном виде это условие можно представить как $\xi R_b = \mu R_s$ или $N = \xi R_b - \mu R_s = 0$.

Учитывая нормальное распределение исходных случайных переменных R_b и R_s , вероятностную оценку условия (3) можно получить при известных математических ожиданиях \bar{R}_b , \bar{R}_s и стандартных отклонениях s_b , s_s методом двух моментов через характеристику безопасности β

$$\beta = (\bar{N}_b - \bar{N}_s) / s_{Ns} = (\xi \bar{R}_b - \mu \bar{R}_s) / (\xi^2 s_b^2 - 2\rho \xi \mu s_b s_s + \mu^2 s_s^2)^{1/2} \quad (9)$$

Нетрудно заметить, что параметр β представляет собой обратную величину коэффициента вариации случайной величины N . Вероятность безотказности при известном значении β определяется из формулы

$$P_N = 0.5 + \Phi(\beta), \quad (10)$$

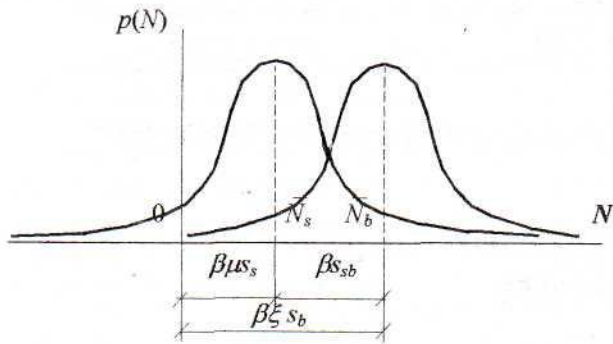
где $\Phi(\beta) = (2\pi)^{-1/2} \int_0^\beta \exp(-x^2/2) dx$ - интеграл вероятности

Гаусса.

Графическая интерпретация коэффициента β показана на рисунке.

При положительной корреляционной связи R_b и R_s коэффициент корреляции $\rho = 1$ и из (9) получается простая зависимость для вероятностной оценки условия прочности при конкретных значениях ξ

$$\beta = (\xi \bar{R}_b - \mu \bar{R}_s) / (\xi s_b - \mu s_s) \quad (11)$$



Распределение случайной величины N

Вероятностная оценка необходима для уточнения численных значений ξ в приграничных зонах. Например, при учёте условия $\xi \leq \xi_R$ для этого рекомендуется зависимость $\xi = P\xi + P_R \xi_R$. Вероятность P условия $\xi \leq \xi_R$ определяется по формулам (10,11) при $\xi = \xi_R$. Невыполнение этого условия оценивается вероятностью $P_R = 1 - P$. Аналогично решается задача уточнения размеров сжатой зоны конструкций с сечениями сложной формы.

Для определения ξ_R в СНИП приведена следующая эмпирическая зависимость

$$\xi_R = \omega / [1 + R_s(1 - \omega/1.1)/500], \quad (12)$$

где $\omega = 0.85 - 0.008R_b$.

При выводе формулы (12) эмпирические коэффициенты были выбраны таким образом, чтобы значения ξ_R , определяемые из расчётных или средних значений случайных величин R_s и R_b , получались одинаковыми [6]. Это означает, что изменчивостью ξ_R при определении по формуле (12) можно пренебречь.

Для сравнения выполнен расчёт вероятностных характеристик несущей способности нормального сечения железобетонной балки по данным характерного примера [2] при различных значениях коэффициента армирования μ : $b = 0.2$ м; $h_0 = 0.385$ м; $R_b = 13.5$ МПа; $R_s = 375$ МПа; $\bar{R}_b = 29.2$ МПа; $s_b = 3.94$ МПа; $\bar{R}_s = 446$ МПа; $s_s = 28.81$ МПа. По формуле (12) определено граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi_R = 0.596$ при $\omega = 0.742$, изменчивостью которой пренебрегаем.

В таблице приведены значения математических ожиданий, стандартных отклонений и коэффициентов вариации $v_M = s_M / M$, вычисленные разными методами. В первой строке приведены результаты вычислений по полученным формулам; во второй - методом численного интегрирования функций случайных величин [2]; в третьей - приближённым методом линеаризации по средним значениям $s_M = \mu b h_0 ((1 - \bar{\xi})^2 s_s^2 + \bar{\xi}^2 s_b^2 / 4)^{1/2}$ [3] и в четвёртой - по формуле, рекомендованной для малоармированных конструкций и преобразованной применительно к данному случаю, $v_M^2 = ((1 - \bar{\xi})^2 v_s^2 + \bar{\xi}^2 v_b^2 / 4) / (1 - \bar{\xi} / 2)^2$ [4].

Параметры ед. изм.	Коэффициент армирования μ .					
	0.004	0.012	0.024	0.036	0.048	0.060
M , кН·м	51.3	144	259	345	362	362
s_M , кН·м	3.4	9.8	18.8	26.8	33.9	40
v_M	0.07	0.07	0.07	0.08	0.09	0.11
\bar{M} , кН·м	54	150	268	339	360	361
s_M , кН·м	4	11	16*	29	39	40
v_M [2]	0.07	0.07	0.06	0.09	0.11	0.11
M , кН·м	51.3	144	259	345	-	-
s_M , кН·м	3.2	8.4	13	13.9	-	-
v_M [3]	0.06	0.06	0.05	0.04	-	-
M , кН·м	51.3	144	259	345	-	-
s_M , кН·м	3.2	8.4	14.9	23.5	-	-
v_M [4]	0.06	0.06	0.06	0.07	-	-

Для всех случаев армирования (кроме $\mu = 0.036$) при $\xi = \xi_R$ получены абсолютные значения β более 4. Вероятности P или P_R соотношений ξ и ξ_R при этом практически равны 1. При $\mu = 0.036$ вероятность $P = 0.847$ ($P_R = 0.153$) и по уточнённым значениям ξ были получены $M = 348$ кН·м, $s_M = 30.9$ кН·м и $v_M = 0.09$.

Можно отметить практическое совпадение результатов расчёта основных вероятностных характеристик по разработанному методу с данными наиболее точного расчёта [2] (при $\mu = 0.036$ приведено очевидно ошибочное значение $s_M = 16^*$). Несовпадение результатов при $\xi = \xi_R$ ($\mu > 0.036$) объясняется различным подходом к определению ξ_R .

Таким образом, получены простые зависимости для вероятностных характеристик прочности по нормальным сечениям, которые можно использовать для оценок обеспеченности расчётных значений и надёжности при известных внешних воздействиях, а также при вероятностных расчётах железобетонных изгибаемых конструкций.

Библиографический список

1. Райзер В.Д. Теория надёжности в строительном проектировании. - М.: Изд. АСВ, 1998. - 304 с.
2. Складнев Н.Н., Дрейер Ф.Э., Парфутин М.А. Об экономии стали и бетона при проектировании железобетонных изгибаемых элементов // Строит. механика и расчёт сооружений - 1982, - № 6 (приложение). - С. 22 - 25.
3. Лычёв А.С., Корякин В.П. Надёжность железобетонных конструкций. - Куйбышев, 1974. - 103 с.
4. Ellingwood, B., Reliability Bases of Load and Resistance Factors for Reinforced Concrete Design // U.S. National Bureau of Standards, BSS. - 1978, - № 110. - 95 p.
5. Гмурман В.Е. Теория вероятностей и математическая статистика. - М.: Высш. шк., 1999. - 479 с.
6. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. Под ред. А.А.Гвоздева. - М.: Стройиздат, 1978. - 204 с.

А.А.КАЛЬГИН, канд. техн. наук, проф. (Московский институт коммунального хозяйства и строительства)

Комбинированная система управления пневмотранспортированием цемента

В условиях научно-технического прогресса и изменения экономической стратегии развития строительного производства, перерабатывающего значительные объемы тонкодисперсных материалов, возросла актуальность повышения эффективности их пневмотранспортирования. Вопросы ликвидации потерь, уменьшения энергетических затрат, трудоемкости при транспортировании тонкодисперсных материалов приобретают особое значение для снижения себестоимости выпускаемой продукции и повышения рентабельности производства [1, 2].

Экономичность работы пневмотранспортных установок зависит от выбора оптимальной скорости материальной среды. Для обеспечения устойчивого пневмотранспортирования необходимо удерживать скорость воздуха не ниже минимального допустимого значения. Технологические режимы минимальной энергоемкости находятся на границе устойчивого транспортирования при максимально допустимых концентрациях материального потока. Именно поэтому необходимо предложить методы автоматического управления процессом наиболее эффективного транспортирования тонкодисперсных материалов за счет поддержания оптимальных режимных параметров потока.

Поскольку наиболее опасным с технологической точки зрения возмущающим воздействием является изменение расхода (нагрузки) Q_m , то при разработке системы управления необходимо, в первую очередь, оценить степень влияния изменения этого параметра ΔQ_m на ее энергозатраты. Учитывая, что энергетические затраты $N=N(V_a \cdot \rho_a)$, а $Q_m = V_a(t) \cdot \rho_a(t) \cdot F_n$ (где F_n – площадь сечения массопровода), то Q_m является наиболее информативным параметром, интегрально связанным с затратами энергии на пневмотранспортирование. Поэтому при регулировании необходимо компенсировать отклонения параметра ΔQ_m , основываясь на измерении плотности аэросмеси ρ_a , то есть плотности газовой компоненты дисперсной среды с учетом взвешенной дисперсной фазы и скорости несущей среды V_a .

Алгоритм функционирования системы управления на основе критерия оптимальности

$$F = \int_0^{\infty} \Delta Q_m dt = \int_0^{\tau} \Delta Q_m dt + \int_{\tau}^{\infty} \Delta Q_m dt \rightarrow \min \quad (1)$$

(где τ - время прохождения передним фронтом скачка материалопровода длиной $l=V_a \cdot \tau$) состоит в сведении к минимуму энергетических затрат на восстановление технологически безопасного режима транспортирования материала в нагруженном массопроводе за цикл регулирования.

Таким образом, смысловое содержание критерия оптимальности комбинированной системы F сводится к

минимизации динамической ошибки $\Delta Q_m(t)$ за время переходного процесса при скачкообразном возмущении на входе массопровода.

Совершенствование технологии пневмотранспортирования требует усложнения системы за счет изменения структуры, если управляющее воздействие, пропорциональное ошибке рассогласования, подавать не только на воздуходогающее устройство (ВУ), но и на загрузочное устройство (ЗУ), т.е. управлять одновременно скоростью аэросмеси V_a и производительностью питателя (рис.1).



Рис. 1. Структурная схема комбинированной системы управления пневмотранспортированием

Практическая реализация комбинированной системы управления требует рекомендаций по выбору основных параметров, обеспечивающих минимум динамической ошибки. Наличие звена с переменным запаздыванием и элемента умножения в двухконтурной структуре делает невозможным применение для ее расчета типовых методов ТАУ. Исследование моделей таких систем наиболее рационально осуществлять с помощью ЭВМ, что не требует упрощений и аппроксимации исходных соотношений.

Экспериментальные исследования комбинированной системы на ЭВМ осуществлялись следующим образом. Сначала исследовался основной контур и выбирался его оптимальный коэффициент усиления $k_{оп}$ для более предпочтительного интегрального закона управления. Далее исследовался корректирующий, дополнительный контур с различными законами регулирования (П-, И-, ПИ-), и осуществлялся выбор оптимальных коэффициентов его усиления.

Исследования комбинированной САР с П - законом регулирования показали, что в корректирующем контуре наблюдается значительное перерегулирование. Это приводит к ухудшению характеристик переходных процессов и появлению положительной динамической ошибки. Особенно явно это проявляется при больших значениях k и, хотя при уменьшении k перерегулирование и динамическая ошибка уменьшаются, к существенному улучшению динамических свойств системы это не приводит.

При И - законе управления существует некоторая область значений коэффициентов усиления, обеспечивающих компенсацию динамической ошибки при отсутствии колебательности переходного процесса. Однако дальнейшее увеличение коэффициента передачи контура управления связано с появлением существенной ошибки при значительной колебательности переходного процесса.

Применение более сложного ПИ-закона управления не приводит к ощутимому улучшению динамических свойств процесса регулирования. Поэтому использование интегрального закона - предпочтительней.

Действие корректирующего контура в сравнении с одноконтурной системой пневмотранспортирования приводит к уменьшению отклонения текущего значения производительности и динамической ошибки.

Значения F при постоянных величинах коэффициентов усиления обоих контуров системы k и k_1 не будут равны нулю, а их величина будет зависеть от плотности материала ρ_{1a} . Поэтому необходимо нормировать ошибки по вероятности их появления в процессе пневмотранспортирования и в качестве величины, характеризующей динамическую точность системы, принять функционал

$$\Phi(k, k_1) = \int_{\rho_{0a} - 3\sigma}^{\rho_{0a} + 3\sigma} F(\Delta\rho_a, k, k_1) f(\Delta\rho_a) d\Delta\rho_a \rightarrow \min \quad (2)$$

где $\Delta\rho_a$ - отклонение плотности материала от номинального значения ρ_{0a} ; $F(\Delta\rho_a)$ - функция плотности распределения $\Delta\rho_a$.

Минимум динамической ошибки и оптимальные значения k и k_1 определяются из равенства нулю частных производных

$$\frac{\partial \Phi(k, k_1)}{\partial k} = 0; \quad \frac{\partial \Phi(k, k_1)}{\partial k_1} = 0 \quad (3)$$

Графическое нахождение частных производных (3) сводится к поиску минимума площади, ограниченной соответствующей кривой $|F(\Delta\rho_a, k, k_1)|f(\Delta\rho_a)$ в диапазоне $\rho_a = \rho_{0a} \pm \sigma$ при различных значениях k и k_1 (рис.2).

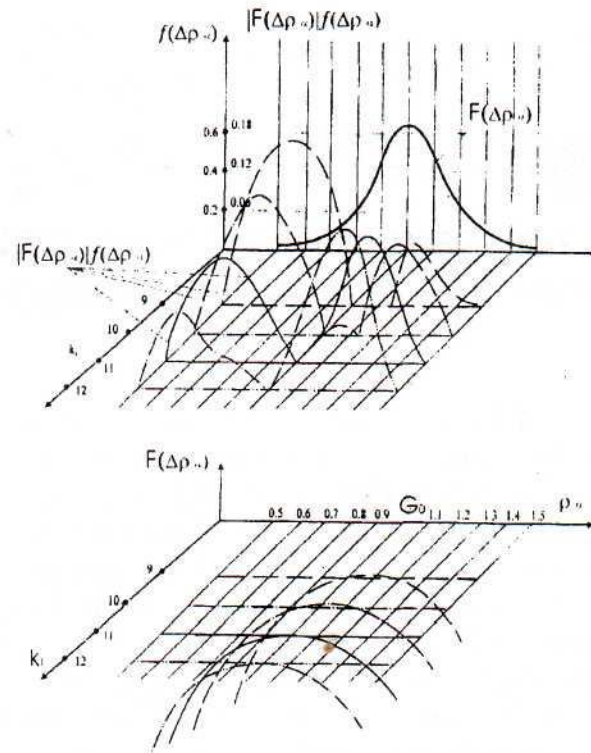


Рис. 2. Графическое нахождение частных производных

Предложенная структура комбинированной системы управления пневмотранспортированием мелкодисперсных материалов на основе реализации дополнительной корректирующей связи по расходу загрузочного устройства обеспечивает повышение качества показателей процесса массотранспортирования в сравнении с прямыми, одноконтурными системами управления по скорости аэросмеси. При этом минимизация энергозатрат на массоперенос может быть обеспечена только при наличии функциональной связи коэффициентов передачи основного и корректирующего контуров k и k_1 с изменением массы аэросмеси на основе предложенного функционала оптимальности, который учитывает статистические свойства возмущающего воздействия.

Библиографический список

1. Воробьев В.А., Суэтина Т.А. Автоматизация пневмотранспортирования цемента в строительстве на базе микропроцессорных информационно-измерительных систем: Учебное пособие / МАДИ, М., 1993. - 87 с.
2. Тюриков П.Ф. Автоматическое управление на пневмотранспорте. - Красноярск: изд-во КГУ, 1989. - 215 с.

УВАЖАЕМЫЕ ЧИТАТЕЛИ!

Продолжается подписка на наш журнал на второе полугодие 2001 г. Сведения о подписке содержатся в Объединенном каталоге (он зеленого цвета) Пресса России 1 том. Российские и зарубежные газеты и журналы. Подписной индекс 70050. Подписка принимается во всех отделениях связи без ограничений. Тел. для справок 292-6205.

К.А.ПИРАДОВ, д-р техн. наук (НИИЖБ, Московский государственный открытый ун-т),
Т.Л.МАМАЕВ, канд. техн. наук (НИИЖБ)

Учет фактора времени при расчете железобетонных элементов методами механики разрушения

Бетон и железобетон используются в сооружениях и конструкциях, предназначенных для длительных сроков эксплуатации. Это предопределено особенностями и спецификой их ремонта и повторного использования. С этих позиций долговечность бетонных и железобетонных конструкций необходимо оценивать на стадиях их проектирования, изготовления элементов и возведения в зависимости от условий эксплуатации в зданиях и сооружениях с разнообразными режимами силовых, тепловых и коррозионных воздействий.

Расчет конструкций по их долговечности и ее нормирование – это веяние времени. Заданная долговечность должна стать единственным требованием заказчика к качеству как железобетонного изделия, так и всего сооружения в целом. То есть долговечность должна стать расчетной характеристикой конструкции: в паспорте элемента, отпускаемого заводом железобетонных изделий потребителю, необходимо указывать его гарантированный срок службы, в зависимости от которого и будет назначаться цена продукции.

Железобетон – материал, наличие трещин в котором обусловлено сущностью его работы по нагрузкой. Трещины в изгибаемых железобетонных конструкциях образуются и развиваются как в растянутой, так и в сжатой частях сечения, существенно влияя на несущую способность, на долговечность и на деформативность элементов. Кроме того, в структуре бетона еще до приложения внешней нагрузки имеются дефекты, причем размеры таких дефектов неодинаковы. Поэтому существующие методы расчета, основанные на теории прочности бетона, не могут описать разрушение конструкции – растянутый во времени процесс накопления повреждений в структурах бетона и стали. К тому же величина прочности бетона возрастает во времени,

что делает ее неприемлемым параметром при расчетах несущей способности конструкции во времени. Процессы деструкции бетона, стали и железобетона в целом возможно описать с помощью законов и параметров механики разрушения. Поэтому на смену прочности, как основной нормируемой характеристики бетона и стали приходит энергия, затрачиваемая на разрушение их структуры, и критический коэффициент интенсивности напряжений бетона (K_C^b) и железобетона (K_C^r). Для бетона величина K_C определяется согласно ГОСТ 29167-91 [1] для отрывных трещин и по методике [2] для сдвиговых. Для железобетона

$$K_{Ic}^r = K_{Ic} + K_{Ic}^s; \quad (1)$$

$$K_{IIc}^r = K_{IIc} + K_{IIc}^s, \quad (2)$$

где индекс I присвоен отрывным трещинам, а II – сдвиговым; $K_{I(II)c}^s$ – критический коэффициент интенсивности напряжений (КИН), характеризующий сдерживающее влияние известного количества и вида продольной (поперечной) арматуры на развитие трещин. Величина K_C^s – это не КИН арматурной стали, а коэффициент, учитывающий сдерживающее влияние арматуры на развитие трещин, являющийся функцией количества арматуры (A_s), напряжения в ней (σ_s), сцепления арматуры с бетоном и длины трещины:

$$K_{Ic}^s = 2\sigma_s A_s \left(\frac{3,52}{(1-l_0)^{3/2}} - \frac{1,35}{\sqrt{1-l_0}} + \right. \quad (3)$$

$$\left. + 2,13(1-l_0) + f(e)(1-e^2) / (b\sqrt{\pi l_{crc}^v} \sqrt{1-a_0^c}) \right);$$

$$K_{IIc}^S = 2R_{s,sh} A_s \sqrt{c/(2\pi l_{crc}^h)} / \sqrt{1 - \frac{b-a}{l_{crc}^h}}, \quad (4)$$

где b – ширина железобетонного элемента;
 $l_0 = l_{crc}^v/h$; h – высота элемента; $l_{crc}^v(h)$ –
 длина отрывной (сдвиговой) трещины;
 $a_0 = a/l_{crc}^v$; a – высота защитного слоя;
 $e = g/(g + l_{crc}^v)$; g – длина зоны нарушенного
 сцепления арматуры с бетоном;
 $c = 2\pi^2/(\pi^2 - 4)$;

$$f(e) = e(0.004 + 0.129e + 10.89e^2 - 22.14e^3 + 10.96e^4)$$

$R_{s,sh}$ – расчетное сопротивление арматуры
 на срез.

По зависимости (4) ясно, что K_{IIc}^S –
 величина постоянная для данного количества
 арматуры, в (3) же присутствуют переменные
 величины, между тем K_{Ic}^S все равно остается
 постоянным. K_{Ic}^S – самоуравновешивающаяся
 константа; происходит это вследствие того,
 что с возрастанием напряжений в арматуре
 увеличивается и длина зоны нарушенного
 сцепления арматуры с бетоном. Следовательно,
 при заданном армировании величины
 K_{Ic}^R и K_{IIc}^R постоянны.

Рассмотрим процесс разрушения желе-
 зобетонного изгибаемого элемента на пре-
 дельной стадии его деформирования. В таком
 элементе образуются следующие типы трещин (рис. 1): нормального отрыва (v) в растя-
 нутой части сечения; сдвига (h), параллельные
 продольной оси элемента в сжатой части се-
 чения; сдвигово-отрывные (i), наклоненные к
 продольной оси элемента, движение которых
 вверх является результатом нормального от-
 рыва, а отклонение от вертикали – попереч-
 ного сдвига. Тогда в момент восприятия мак-
 симального внешнего момента M_{max} расчетная
 схема нормального сечения будет иметь вид,
 показанный на рис. 2. На этой стадии трещи-
 ны нормального отрыва l_{crc}^v достигают макси-
 мальной длины, но интенсивно растут сдвиго-

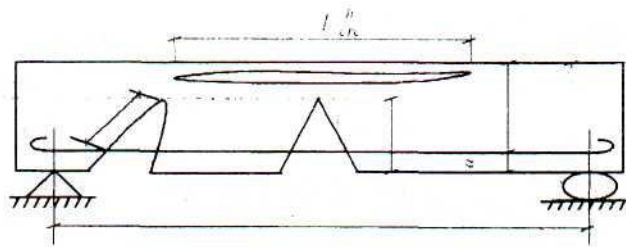


Рис. 1. Модель разрушения железобетонного элемента на предельной стадии деформирования

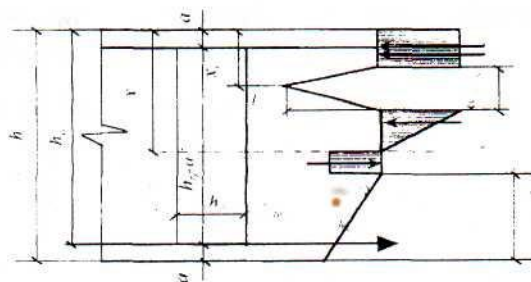


Рис. 2. Нормальное сечение изгибаемого элемента в момент восприятия максимальной внешней нагрузки

вые трещины. Они растут и в длину, и в ши-
 рину на стадии понижения несущей способ-
 ности, достигая в конце концов критической
 длины и отслаивая от сжатой части сечения
 пласт бетона, который полностью выключает-
 ся из работы элемента. В оставшейся по вы-
 соте сжатой части сечения образуется новая го-
 ризонтальная трещина, то есть процесс раз-
 рушения сжатого бетона распространяется как
 вдоль пролета элемента, так и по высоте его
 сечения.

На стадии восприятия максимального
 момента M_{max} запишем уравнения равнове-
 сия, где учтем его уменьшение во времени t при
 изменении параметров трещин отрыва и сдви-
 га, а также релаксацию критических КИН бето-
 на:

$$M_{max}(t) = K_{IIc}(t) b \left(x_i - \frac{d_{crc}^h(t)}{2} \right) \left(h_0 - 2x_i - \frac{d_{crc}^h(t)}{4} \right) + 4K_{Ic}^s A_s \frac{(h_0 - d)}{\sqrt{\pi^3 d}} +$$

$$+ K_{IIc}(t) b \left(x(t) - x_i - \frac{d_{crc}^h(t)}{2} \right) \left(h_0 - (x(t) + 2x_i + \frac{d_{crc}^h(t)}{3}) - \right) \quad (5)$$

$$- K_{Ic}(t) b (h(t) - l_{crc}^v(t) - x(t)) \frac{(h_0 - a + l_{crc}^v(t) - x(t))}{2K_{cr}}$$

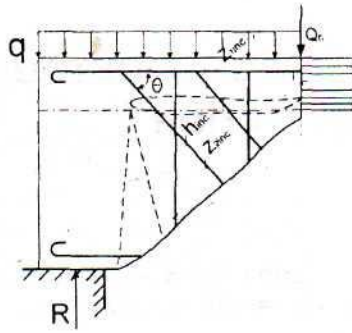


Рис. 3. Наклонное сечение изгибаемого элемента

на, наклонная к продольной оси элемента. Такая трещина может быть разложена на две гипотетических трещины: отрыва vi и hi – и рассмотрена как «равнодействующая» этих двух трещин (рис.3):

$$l_{crc}^i = \sqrt{(l_{crc}^{vi})^2 + (l_{crc}^{hi})^2}; \quad (12)$$

$$a_{crc}^i = a_{crc}^{vi} + a_{crc}^{hi} - a_{crc}^{ii}, \quad (13)$$

где a_{crc}^{ii} учитывает влияние отогнутых стержней на ширину раскрытия наклонной трещины и определяется согласно [4]. Поперечной силе Q в наклонном сечении сопротивляются: бетон в сжатой части сечения в зоне над трещиной, работающий по схеме поперечного сдвига; по такой же схеме работающая продольная арматура; поперечная арматура, развитие трещин в которой будет происходить по схеме нормального отрыва и отогнутые стержни, в вершинах дефектов которых возникают как отрывные, так и сдвиговые деформации. Количество хомутов и наклонных стержней в наклонном сечении соответственно l_{crc}^{hi} / h_w и l_{crc}^i / h_{inc} , где h_w – шаг хомутов, h_{inc} – расстояние между отогнутыми стержнями [5]. Тогда

$$Q(t) = K_{IIc}(t)b \left(\frac{h - l_{crc}^{vi}(t)}{K_{pr}} \right) + K_{IIc}^{st'} \frac{A_s}{\pi \sqrt{d'}} + K_{IIc}^{st} \frac{A_s}{\pi \sqrt{d'}} + \sum_1^{l_{crc}^{hi}(t)/h_w} 4K_{IIc}^{st,w} \frac{A_w}{\sqrt{d_w}} + \sum_1^{l_{crc}^i(t)/h_{inc}} 4\sqrt{(K_{IIc}^{st,inc})^2 + (K_{IIc}^{st,inc})^2} A_{inc} \frac{\sin \Theta}{\sqrt{d_{inc}}}, \quad (14)$$

$$+ \sum_1^{l_{crc}^{vi}(t)/h_w} 4\sqrt{(K_{IIc}^{st,inc})^2 + (K_{IIc}^{st,inc})^2} A_{inc} \frac{\sin \Theta}{\sqrt{d_{inc}}},$$

где Θ – угол наклона отогнутых стержней; индекс “w” относится к хомутам, “inc” – к отогнутым стержням. Два других уравнения статики для наклонного сечения будут иметь вид:

$$M(t) = 4K_{IIc}^{st'} \frac{A_s(x(t)/2 - a')}{\pi \sqrt{d'}} + \sum_{m=1}^{l_{crc}^{hi}(t)/h_w} 4K_{IIc}^{st,w} \frac{A_w z_{inc}}{\sqrt{d_w}} + \sum_{j=1}^{l_{crc}^i(t)/h_{inc}} 4\sqrt{(K_{IIc}^{st,inc})^2 + (K_{IIc}^{st,inc})^2} \frac{A_{inc} z_{jinc}}{\sqrt{d_{inc}}} + 4K_{IIc}^{st} \frac{A_s(h_0 - x(t)/2)}{\sqrt{d}}; \quad (15)$$

$$4K_{IIc}^{st'} \frac{A_s}{\pi \sqrt{d'}} + K_{IIc}(t)b \frac{x(t)}{2K_{pr}} = 4K_{IIc}^{st} \frac{A_s}{\sqrt{d}} + \sum_{j=1}^{l_{crc}^i(t)/h_{inc}} 4\sqrt{(K_{IIc}^{st,inc})^2 + (K_{IIc}^{st,inc})^2} A_{inc} \frac{\cos \Theta}{\sqrt{d_{inc}}}, \quad (16)$$

$$+ 4\sqrt{(K_{IIc}^{st,inc})^2 + (K_{IIc}^{st,inc})^2} A_{inc} \frac{\cos \Theta}{\sqrt{d_{inc}}},$$

Увеличивающийся спрос строительной отрасли на разработку расчетов-прогнозов долговечности железобетонных элементов в ответственных сооружениях создает уверенность в том, что в XXI веке прогноз долговечности – срока службы бетона и железобетона будет неотъемлемой частью проекта строящихся объектов и страхового заключения о риске, рабочим материалом служб мониторинга эксплуатации зданий и сооружений.

Библиографический список

1. ГОСТ 29167-91. Бетоны. Методы определения характеристик трещиностойкости (вязкости разрушения) при статическом нагружении. М.: Изд-во стандартов, 1992. – 18 с.
2. Пирадов К.А., Гузев Е.А. Механика разрушения железобетона. М.:Новый век, 1998. – 190 с.
3. Зайцев Ю.В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения. М.: Стройиздат, 1982. – 196 с.
4. Пирадов К.А. Теоретические и экспериментальные основы механики разрушения бетона и железобетона. – Тбилиси.: Энергия, 1998. – 355 с.
5. Пирадов К.А., Пирадов А.Б., Иосебашвили Г.З., Кахиани Л.А. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на основе методов механики разрушения. Тбилиси.: Мецниереба, 1999. – 250 с.

Прогноз коррозии арматуры железобетонных мостовых конструкций при карбонизации защитного слоя

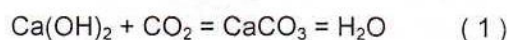
Повышение надежности и долговечности железобетонных мостов – актуальная, сложная и многофакторная проблема [1,2], комплексное решение которой возможно только на основе детального рассмотрения различных ее аспектов. Одной из наиболее существенных сторон этой проблемы является анализ коррозионных процессов в железобетонной конструкции, протекающих под влиянием окружающей среды и снижающих ее долговечность [3].

Карбонизация защитного слоя – самое распространенное универсальное агрессивное воздействие, которому подвергаются железобетонные конструкции, эксплуатируемые в природной среде. Существо ее заключается в том, что углекислый газ, содержащийся в атмосфере в средней объемной концентрации $C = 0,03\%$, взаимодействует с гидратом окиси кальция и едкими щелочами защитного слоя бетона. В результате значение pH жидкой фазы бетона, которое при отсутствии карбонизации находится в пределах 12,4÷13,0, падает до 11,0 и более низких значений; функция защитного слоя как электрохимической защиты арматуры утрачивается, пассивное состояние стали нарушается, и арматура оказывается подверженной коррозии. Процесс такого изменения химического состава бетона и называется карбонизацией или нейтрализацией.

Его лимитирующим фактором является скорость диффузии углекислого газа в тонкопористой структуре бетона защитного слоя; процесс медленно продвигается от поверхностных слоев конструкции к арматуре.

Процесс диффузии углекислого газа в бетоне относится к явлениям так называемой внутренней массопереноса, протекающей совместно с химической реакцией связывания двуокиси углерода в практически нерастворимый карбонат кальция.

Карбонизация представляется в виде следующей химической реакции



Ход процесса количественно строго описывается системой дифференциальных уравнений [4], упрощением которой является дифференциальное уравнение 1-го порядка, известное как 1-ый закон Фика [5]. Его решение содержит эмпирические параметры, характеризующиеся неопределенностью и большим разбросом значений, поэтому в практических расчетах обычно ис-

пользуется получаемая на основании 1-го закона Фика полуэмпирическая зависимость в форме

$$X = A\sqrt{\tau} \quad (2)$$

где X – глубина (толщина) карбонизированного слоя (см); τ – время (годы); A – эмпирический коэффициент (см/год^{0,5}).

Формула (2) имеет многочисленные экспериментальные подтверждения.

Коэффициент A , если речь идет о конструкциях, эксплуатируемых в природной среде, отражает совокупное влияние на скорость карбонизации состава и структуры бетона, условий эксплуатации и положения железобетонного элемента в сооружении, а также климатических и погодных факторов.

Скорость карбонизации определяется коэффициентом диффузии. Так, коэффициент диффузии углекислого газа (двуокиси углерода) в воздухе составляет 0,139 см²/с, но в воде его значение меньше на 4 порядка величины. Гетеропористой структуре бетона присущ лабиринтный и пороговый характер проницаемости, существенно зависящей от многих, в том числе, технологических факторов, определяющих состав и структуру материала – водоцементного отношения, расхода цемента, уплотнения и условий твердения бетона, наличия усадочных трещин в защитном слое и др. В результате капиллярной конденсации водяного пара происходит заполнение отдельных групп пор в структуре бетона водой, что резко влияет на коэффициент эффективной диффузии углекислого газа в бетоне. Показано, что при изменении относительной влажности воздуха от 30 до 65-70% проницаемость бетона для газов почти не меняется, но в интервале от 70 до 95% она уменьшается на два порядка [6].

Большое число исследований было посвящено изучению влияния на скорость карбонизации водоцементного отношения, как параметра состава бетона, при прочих равных условиях определяющим образом влияющего на его проницаемость.

В табл. 1 приведены значения коэффициента A (в см/год^{0,5}) в формуле (2) в зависимости от водоцементного отношения бетона, полученные в результате обработки данных ряда отечественных и зарубежных исследователей [7, 8].

Известный исследователь процесса карбонизации К.Кишитани [8] предложил эмпирическую формулу, устанавливающую зависимость между глубиной X (см) и временем карбонизации τ (го-

Таблица 1

Водоцементное отношение				
0,4	0,45	0,5	0,55	0,6
0,24	0,269	0,4	0,474	0,537
0,113	0,124	0,17	0,2	0,27
0,106	0,207	0,272	0,328	0,373
0,222	0,36	0,469	0,537	0,763
0,105	0,207	0,270	0,327	0,372
0,16	0,23	0,32	0,37	0,46

ды) для бетонов, отличающихся значением водоцементного отношения (при $V/C < 0,6$):

$$\tau = \frac{7,2}{4,6 \cdot V/C - 1,7} X^2 \quad (3)$$

Преобразовав ее, получаем значение величины A в формуле (1)

$$A = \sqrt{\frac{4,6 \cdot V/C - 1,76}{7,2}} \quad (4)$$

Значения A , подсчитанные по формуле (4), также приводятся в табл.1 в 5-ой строке. Там же, в 6-ой строке, показаны осредненные значения A по всем приведенным источникам.

Таким образом, исходя из приведенных выше данных, для мостовых бетонов с $V/C = 0,4$ и $0,45$ в формуле (2) могут быть приняты значения $A = 0,16$ и $A = 0,23$ соответственно. Следует иметь в виду, что эти значения - достаточно приближенная оценка, поскольку она получена на основании лабораторных экспериментов по карбонизации бетона без учета влияния климатических факторов.

Графики степенной функции (2) представлены на рисунке. Они, в частности, иллюстрируют влияние на карбонизацию качества бетона - его структуры, проницаемости и плотности, непосредственно зависящих от V/C . На проницаемости бетона, кроме характеристик его состава, существеннейшим образом сказывается его уплотнение при укладке в конструкцию и влажностный уход за уложенным бетоном, особенно в течение нескольких первых суток после изготовления конструкций.

Рисунок также свидетельствует об определяющем влиянии на долговечность конструкции в условиях карбонизации толщины защитного слоя и однородности конструкции по этому показателю.

Так, например, как ясно из графика, защитный слой из бетона с $V/C = 0,4$, имеющий толщину 1,0 см (что нередко наблюдается в конструкциях, изготовленных без применения фиксаторов положения арматуры) будет полностью прокарбонизирован за 40 лет; для защитного слоя толщиной 1,5 см (т.е. больше всего на 0,5 см) на это потребовалось бы 100 лет. Для бетона с $V/C = 0,45$ за такие же сроки, т.е. с разницей в 60 лет, будут прокарбонизированы защитные слои толщиной соответственно ~1,5 и 2,3 см. Отсюда следует



Зависимость глубины карбонизации защитного слоя от срока службы сооружения

1 — график для функции $x = 0,16\sqrt{\tau}$ ($V/C = 0,45$); 2 — график для функции $x = 0,23\sqrt{\tau}$ ($V/C = 0,4$)

полная нерациональность экономии за счет толщины защитного слоя, которая достигается на стадии проектирования конструкций в ущерб их долговечности. Для железобетона вследствие его низкой ремонтпригодности каждый 1 рубль, сэкономленный при изготовлении конструкций в случае отказа от решений, гарантирующих долговечность, оборачивается в среднем 100 руб. затрат на ремонт конструкций, преждевременно вышедших из строя. В первую очередь, это относится к разрушению защитного слоя вследствие коррозии арматуры.

Приведенные цифры получены на основе средних, детерминированных значений толщины защитного слоя и глубины карбонизации. На самом деле, оба параметра имеют случайный характер¹⁾ и характеризуются достаточно большим разбросом, что делает прогнозы долговечности значительно менее оптимистичными. Случайная природа толщины защитного слоя объясняется дефектами изготовления и установки арматурного каркаса, провисом арматуры, отсутствием сухариков-фиксаторов, неровностями опалубки и т.п. Случайный характер процесса карбонизации связан с неоднородностью бетона, обусловленной технологическими причинами как при изготовлении, так и при укладке и твердении.

Попытаемся проанализировать эти две случайные величины совместно, воспользовавшись для этого таблицей 1.

Оценим в первом приближении среднее квадратическое отклонение σ_A коэффициента A , в формуле (2) применительно к мостовым бетонам, используя содержащиеся в таблице данные. Оно оказывается равным соответственно

¹⁾ См. также В.П. Чирков, В.И. Клюкин, В.С. Федоров, Я.И. Швидко
Основы теории проектирования строительных конструкций.
Железобетонные конструкции. М. 1999, 371 с.

$\sigma_A = 0,06$ для $B/C = 0,4$ и $\sigma_A = 0,075$ для $B/C = 0,45$, что соответствует значениям коэффициентов вариации $V_A = \frac{\sigma_A}{A}$

$$V_{0,4} = \frac{0,06}{0,16} = 0,37 \quad \text{и} \quad V_{0,45} = \frac{0,075}{0,23} = 0,32$$

С этими числами согласуются результаты обследований мостов, показывающие, что коэффициенты вариации V_A , обычно находятся в пределах $0,25 \div 0,35$. Примем для дальнейшего анализа значение $V_A = 0,3$.

Таким образом, полагая коэффициент A нормально распределенной случайной величиной, параметры этого распределения могут быть ориентировочно приняты равными:

Для $B/C = 0,4$

Среднее $\bar{A} = 0,16$;

среднее квадратическое отклонение $\sigma_A = 0,05$;

Для $B/C = 0,45$

Среднее $\bar{A} = 0,23$;

среднее квадратическое отклонение $\sigma_A = 0,07$.

Натурные измерения толщины защитного слоя a свидетельствуют о том, что она является случайной величиной, практически подчиняющейся закону нормального распределения. При этом, коэффициент вариации толщины защитного слоя $V = \frac{\sigma_a}{\bar{a}}$ обычно составляет $0,15 \div 0,2$.

Будем далее принимать $V_a = 0,2$ и, следовательно,

$$\sigma_a = 0,2 \bar{a} \quad (5)$$

Попытаемся теперь оценить необходимую (гарантированную) толщину защитного слоя железобетонного элемента, исходя из традиционной для бетона 95%-ной обеспеченности (т.е. вероятности недостижения процессом карбонизации поверхности арматуры), а также с учетом 99%-ной обеспеченности, чтобы определить «цену» повышенной надежности.

Для этого необходимо вычислить вероятность $P_{a,x}$ наложения (суперпозиции) кривых распределения толщины защитного слоя и глубины карбонизации, которая определяется следующей зависимостью [9], известной также как характеристика безопасности А.Р.Ржаницына [10]

$$\gamma = \frac{m_a - m_x}{\sqrt{\sigma_a^2 + \sigma_x^2}} \quad (6)$$

где m_a , m_x и σ_a , σ_x - математические ожидания и средние квадратические отклонения толщины защитного слоя a и глубины карбонизации x , соответственно.

Значение вероятности $P_{a,x} = f(\gamma)$ табулировано и может быть определено по табл. 2 [10]

Таблица 2

γ	1,28	1,64	2,32	3,15	4,0
$P_{a,x} \%$	10,0	5,0	1,0	0,1	$3,2 \cdot 10^{-3}$

В соответствии с теорией вероятностей среднее квадратическое отклонение функции cY , где c - детерминированный множитель, а Y - случайная величина, равно

$$\sigma_{cY} = c \cdot \sigma_Y \quad (7)$$

Применительно к среднее квадратическому отклонению σ_x глубины карбонизации X имеем:

$$\sigma_x = \sigma_A \sqrt{\tau}, \quad (7a)$$

где $\sqrt{\tau}$ - детерминированный множитель.

Подставив в формулу (6) величины $\bar{A}\sqrt{\tau}$, $\sigma_{A\sqrt{\tau}}$, характеризующие процесс карбонизации, и \bar{a} и σ_a - толщину защитного слоя, получим

$$\gamma = \frac{\bar{a} - \bar{A}\sqrt{\tau}}{\sqrt{\sigma_a^2 + \sigma_{A\sqrt{\tau}}^2}} = \frac{\bar{a} - \bar{A}\sqrt{\tau}}{\sqrt{\sigma_a^2 + \tau \cdot \sigma_A^2}} \quad (8)$$

Преобразовав (8), получаем квадратное уравнение относительно \bar{a}

$$\gamma^2(\sigma_a^2 + \tau \cdot \sigma_A^2) = (\bar{a} - \bar{A}\sqrt{\tau})^2 \quad (8-1)$$

Решая это уравнение, определяем его как функцию времени τ , т.е.

$$\bar{a} = K\sqrt{\tau}, \quad (9)$$

$$\text{где } K = \frac{\bar{A}}{1 - V_a^2 \gamma^2} + \sqrt{\frac{\bar{A}^2}{(1 - V_a^2 \gamma^2)^2} - \frac{\bar{A}^2 - \gamma^2 \sigma_A^2}{1 - V_a^2 \gamma^2}} \quad (10)$$

Значения коэффициента «К» для рассматриваемых случаев приведены в табл.3.

Таблица 3

B/C	« K » при обеспеченности	
	95%	99%
0,4	0,4	0,55
0,45	0,55	0,75

Таким образом, возвращаясь к вышеприведенному примеру, получим, что с 95%-ной обеспеченностью для $B/C = 0,4$ защитный слой бетона толщиной 1,0 см будет прокарбонизирован на локальных участках за 6 лет, а слой 1,5 см - за 14 лет. В сроки 40 и 100 лет соответствующие толщины прокарбонизированного слоя составят 2,5 см и 4,0 см.

Для 99%-ной обеспеченности необходимые толщины защитного слоя на сроки 40 и 100 лет составят соответственно 3,5 и 5,5 см.

По аналогии, для $V/C = 0,45$ необходимые толщины защитного слоя на те же сроки 40 и 100 лет будут равняться:

для 95%-ной обеспеченности - 3,5 см и 5,5 см;
для 99%-ной обеспеченности - 4,7 см и 7,5 см.

Отметим, что оценку 99%-ной обеспеченности можно, в частности, трактовать как ужесточение требований к защитному слою элементов, подвергающихся повышенной коррозионной агрессии, таких, как верх плиты проезжей части, торцевые участки балок и др.

Полученные достаточно простые зависимости могут оказаться весьма полезными как для проектировщиков, так и при разработке нормативных требований к защитному слою бетона. Они свидетельствуют о необходимости увеличения его минимальной толщины, что, кстати, совпадает с мировыми тенденциями.

Действительно, в СНиП 2.05.03-84* в балочных мостах минимальная толщина защитного слоя составляет 3 см для рабочей ненапрягаемой арматуры, 2 см - для хомутов, 1,5 см - для конструктивной арматуры (п.3.119, табл.44), что, как видно из вышеприведенных расчетов, явно недостаточно. В Еврокоде эти значения существенно выше [11].

Не меньшую роль толщина защитного слоя и оценка ее минимально необходимого значения играет и при хлоридной коррозии арматуры.

Хлориды в случае воздействия солей-антиобледенителей, солевого уноса в районе соленых водоемов и др. также проникают к арматуре путем диффузии через защитный слой и, следовательно, сказанное выше о критическом пути диффузии определенным образом относится и к этому случаю. Кроме того, в процессе карбонизации защитного слоя высвобождаются хлориды, связанные минералами и окислами портландцементного клинкера, а критическая концентрация хлоридов в карбонизированном бетоне почти в два раза ниже, чем в защитном слое некарбонизированном [5], т.е. карбонизация и хлоридная агрессия оказываются связанными. Все эти обстоятельства делают простой конструктивный прием повышения толщины защитного слоя и обеспечение его проектных значений с помощью фиксаторов положения арматуры весьма эффективным средством повышения долговечности мостовых железобетонных конструкций.

Изложенные выше соображения о прогнозе глубины карбонизации относились преимущественно к проектируемым и вновь возводимым конструкциям и к реконструируемым сооружениям с учетом того, что реконструируемые конструкции существенно «моложе», чем основное сооружение. Прогноз «остаточной» долговечности обследуемых эксплуатируемых конструкций имеет специфические особенности. Конструкцию, которая эксплуатировалась в течение нескольких десят-

ков лет в мостовом сооружении, можно рассматривать как экспериментальный образец, экспонированный в конкретных климатических, географических и эксплуатационных условиях действующего сооружения. Определив при обследовании среднюю глубину карбонизации защитного слоя \bar{X} и используя универсальную зависимость (2), можно определить фактическое, усредненное в результате многолетней эксплуатации значение эмпирического коэффициента A и его разброс, характеризующие конкретные условия карбонизации защитного слоя, т.е. \bar{A} и σ_A , и на этом основании дать обоснованный прогноз дальнейшего развития процесса.

Рассмотрим следующий реальный пример.

В результате обследования моста установлено, что средняя глубина карбонизации бетона защитного слоя балок пролетного строения (время эксплуатации до момента обследования $t_{обсл} = 8$ лет) составила $\bar{X} = 1,2$ см, а среднеквадратическое отклонение $\sigma_x = 0,4$ см. Средняя толщина защитного слоя бетона $\bar{a} = 2,5$ см, среднеквадратическое отклонение толщины защитного слоя $\sigma_a = 0,5$ см.

Среднее значение коэффициента получается из формулы (2) равным

$$\bar{A} = \frac{\bar{X}}{\sqrt{\tau}} = \frac{1,2}{\sqrt{8}} = 0,42 \text{ см/год}^{0,5}$$

Среднеквадратическое отклонение σ_A определяется из формулы (7а)

$$\sigma_A = \frac{\sigma_x}{\sqrt{t_{обсл}}} = \frac{0,4}{\sqrt{8}} = 0,14 \text{ см/год}^{0,5}$$

Подставив соответствующие значения в формулу (8), получим при 95%-ной обеспеченности ($\gamma = 1,64$)

$$1,64 = \frac{2,5 - 0,42\sqrt{\tau}}{\sqrt{0,5^2 + \tau \cdot 0,14^2}} \quad (11)$$

Из уравнения (11) следует $\tau = 11$ лет.

Это означает, что защитный слой с 95%-ной обеспеченностью не прокарбонизирует еще примерно 3 года. Полагая, что от начала коррозии (т.е. карбонизации защитного слоя на всю глубину) до его разрушения проходит 3-5 лет, получаем, что с 95%-ной обеспеченностью защитный слой не разрушится еще 6-8 лет.

Владелец моста на основании полученного прогноза может выбирать оптимальный режим эксплуатации и ремонтов сооружения.

Выводы

Анализ процесса карбонизации защитного слоя бетона в железобетонных конструкциях, с учетом полученных из опыта статистических па-

раметров этого процесса, а также статистических характеристик толщины защитного слоя позволяет осуществлять рациональное нормирование и проектирование толщины защитного слоя для разных элементов железобетонных мостов, а также оценивать время начала коррозии арматуры в конструкции эксплуатируемых сооружений.

Библиографический список

1. Иосилевский Л.И. Практические методы управления надежностью железобетонных мостов. М. 1999. 294 с.
2. Шестериков В.И. Оценка состояния сооружений по показателям износа. Экспресс - информация ЦБНТИ Росавтодора, №4, 1991.
3. Потапкин А.А. Оценка ресурса мостов с учетом дефектов и повреждений. Вестник мостостроения №3, 1997.
4. Дельмон Б. Кинетика гетерогенных реакций. М. 1972, 554с.
5. Schiessl P. Corrosion of Steel in Concrete. RJLEM Report, London, 1988, 102 p.
6. Ollivier J.-P., Massat M., Parrott C.: Parameters influencing transport characteristics. Performance Criteria for Concrete Durability. RJLEM Report 12, London, 1992, p.p. 36-96.
7. Алексеев С.Н., Розенталь Н.К. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной атмосфере. М. 1975, 205с.
8. Kishitani K. Über die Beständigkeit von Stahlbeton unter dem Einfluß von CO₂. Zement - Kalk - Gips, №4, 1964.
9. Вентцель Е.С. Теория вероятностей. М. 1969, 576 с.
10. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность, Москва, 1978.
11. EN 206-99 Европейские нормы по бетону и железобетону (проект).

ЗАРУБЕЖНЫЙ ОПЫТ

Цай Шаохуай, профессор Китайской академии строительства

Новейший опыт применения трубобетона в КНР

Трубобетон представляет собой бетон, заключенный в металлическую трубу круглого сечения. Благодаря трехосному сжатию бетона несущая способность и деформативность трубобетонных стержней при продольном сжатии значительно увеличивается, сопротивляемость сейсмическим воздействиям улучшается и хрупкость высокопрочного бетона в ядре трубы преодолевается.

По сравнению с металлическими конструкциями, при условии сохранения одинаковых несущей способности и собственного веса, расход металла для трубобетонных элементов сокращается примерно на 50%. По сравнению с железобетонными конструкциями, при условии сохранения одинаковых несущей способности и расхода металла, размер сечения трубобетонных элементов может быть уменьшен примерно на 50%.

Технологически стальная трубчатая оболочка играет роль несущего каркаса арматуры (как продоль-

ной, так и поперечной) и опалубки, сопротивляющейся давлению свежего бетона, что значительно упрощает монтаж и улучшает условия возведения сооружений, особенно высотных и большепролетных. Безусловно, круглая металлическая труба есть самый эффективный вид арматуры для сжатых бетонных элементов.

Идея армирования бетона стальной круглой трубой появилась столет назад, когда американский инженер John Lally использовал стальные трубы, заполненные бетоном, как несущие колонны для многоэтажных зданий (до 6 этажей). В 1930-х годах в России был построен железнодорожный трубобетонный арочный мост через р.Исеть пролетом 140 м и профессор А.А.Гвоздев впервые создал теорию расчета трубобетонных конструкций по методу предельного равновесия [1].

В 1960-х годах в ряде стран трубобетон находил применение в разных сооружениях. В КНР его тогда использовали в колоннах станций

Пекинского метрополитена. А в 1970-х годах в ряде одноэтажных промышленных зданий из трубобетона были построены решетчатые стойки рам, несущие тяжелую крановую нагрузку. С 1980 г., преимущественно в Академии строительных наук Китая, проводились большие экспериментально-теоретические исследования трубобетонных колонн из обычных и высокопрочных бетонов и совершенствовались методы их расчета [2, 3, 4]. На основе проведенных исследований и опыта строительства была составлена и в 1991 г. опубликована национальная "Инструкция по проектированию и возведению трубобетонных конструкций (CECS 28:90)", из бетона прочностью на сжатие 30–60 МПа [5]. В 1999 г. издана "Техническая инструкция по высокопрочным бетонным конструкциям (CECS 104:99)", из бетона прочностью на сжатие до 80 МПа, в которую включена отдельная глава "Трубобетонные колонны". В период последних 10 лет трубобетон находит широкое

применение при строительстве высотных зданий, метрополитена и большепролетных мостов.

В КНР высотные здания выполнены преимущественно из железобетона. Для зданий высотой 100 м и более размер сечения колонн из обычного железобетона часто достигает такой величины, что существенно мешает эффективной эксплуатации зданий. Изысканию способов уменьшения размера сечения сильно нагруженных колонн уделяли и уделяют большое внимание. В конце 1980-х годов для колонн высотных зданий начали использовать высокопрочные бетоны (прочностью 50-60 МПа). А в провинции Фунцзянь были успешно построены три 15-28-этажных здания с трубобетонными колоннами из обычного бетона прочностью 30-40 МПа [6].

Эффективность трубобетона в уменьшении размера сечения сильно нагруженных колонн и в преодолении хрупкости высокопрочного бетона постепенно получила всеобщее признание. В последние 10 лет трубобетонные колонны из преимущественно высокопрочных бетонов находят все более широкое применение в высотных зданиях. В ряде крупных городов, таких как Пекин, Тяньцзинь, Гуанчжоу, Шинциэн, Чунцин, Амой, Фучжоу, Нанкин, Шанхай, Куньмин и др., были построены и строятся более 30 высотных зданий с трубобетонными колоннами.

Так, в г. Гуанчжоу в 1995 г. было построено 33-этажное торгово-административное здание Peace World Plaza высотой 116,3 м (рис. 1, 2). Здесь впервые применили трубобетон из высокопрочного бетона прочностью 60 МПа в колоннах нижних пяти этажей (в том числе три подземных этажа) взамен обычного железобетона. Максимальная нагрузка на одну колонну составляла 39 000 кН. Диаметр колонн изменялся от 0,7 м для пониженной части здания до 1,2 м для его главной башни. Толщина стенки стальной трубной оболочки составляла соответственно 10 и 20 мм. Нагрузки от железобетонных перекрытий передавались трубобетонным колоннам с помощью пересекающих ядро колонн стальных двутавров. На поверхности колонн наносили слой

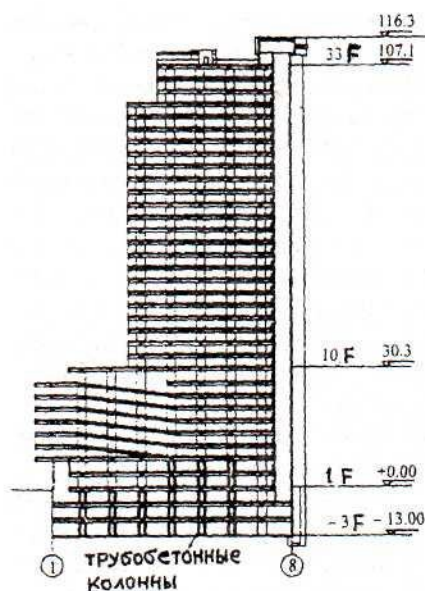


Рис. 1. Схема конструкции здания Peace World Plaza

огнезащитной изоляции. Стальная трубчатая оболочка колонн с узловыми деталями в виде секций длиной до 13 м была изготовлена на местном кораблестроительном заводе.

Благодаря технической особенности трубобетона, у которого стальная трубчатая оболочка подземных колонн выполняет роль опалубки и арматуры, а также жесткого несущего упора, возведение фундамента и подземной части здания удалось производить методом обратного хода, без устройства открытого глубокого котлована. На первой стадии в стволы свайных шахт погружали заранее изготовленные стальные трубчатые оболочки подземной части колонн длиной 13 м и устанавливали их на сваях в проектное положение, а потом бетонировали подземные колонны и перекрытие первого этажа здания. По мере бетонирования подземных колонн и перекрытия первого этажа начинали строить подземные перекрытия по этажам обратным ходом сверху вниз и одновременно возводить надземную часть здания. Общий срок строительства здания сократился на полгода.

Благодаря применению суперпластификатора осадка конуса бетонной смеси для трубобетона составляла 16 см, что позволило подавать ее бетононасосами в трубную оболочку непрерывно сверху



Рис. 2. Процесс возведения подземной части трубобетонных колонн здания Peace World Plaza методом обратного хода

вниз. Вибрирование смеси не применяли для участков ниже 4 м от верхнего торца трубы. Уплотнение смеси в верхних участках колонн производили вибраторами. Опыт показывает, что стоимость колонны из трубобетона и из обычного железобетона почти одинакова.

В 1995 г. в г. Тяньцзинь было построено 38-этажное административное здание Tianjing Evening News высотой 137 м (рис. 3). Основными



Рис. 3. Процесс возведения здания Tianjing Evening News

вертикальными несущими конструкциями были центральный железобетонный ствол и 16 трубобетонных колонн переменного сечения по высоте здания. Максимальная нагрузка на одну колонну составляла 35000 кН. Диаметр колонн изменялся от 1020 мм в нижней части до 630 мм в верхней части здания. Прочность бетона колонн колеба-



Рис. 4. 72-этажное торгово-административное здание SEG Plaza (г.Шинциэн) высотой 291,6 м

лась от 60 до 30 МПа соответственно. Конструкции перекрытия решены в виде железобетонных часторебристых плит с ребрами в двух направлениях. Нагрузки от перекрытия на трубобетонные колонны передавались через сварные фланцы.

В 1999 г. в г.Шинциэн завершилось строительство 72-этажного торгово-административного здания SEG Plaza высотой 291,6 м — самого высокого на сегодня в мире здания из трубобетона (рис.4). Основными вертикальными несущими конструкциями для главной башни здания являются 16 больших трубобетонных колонн, размещенных по контуру башни, и 28 малых трубобетонных колонн, образующих центральный ствол. Максимальная нагрузка на одну колонну составляет 90000 кН. Сечение труб (диаметр и толщина оболочки) для контурных колонн изменяется по высоте от 1600x28 мм в нижней до 1300x18 мм в верхней части здания, а центрального ствола — 1100x14 мм и 800x12 мм. Для заполнения оболочек колонн применяли высокопрочный бетон прочностью на сжатие 60 МПа.

Конструкции перекрытия решены в виде стальных двутавровых балок, по которым уложены стальной профилированный настил и слой

монолитного бетона. Стальные балки крепятся монтажными болтами к консолям, приваренным на заводе к трубам колонн. Во избежание отрыва трубных оболочек (для колонн диаметром больше 1 м) на уровне верхней полки консолей внутри трубы к ней приваривали металлическую кольцевую диафрагму. Для малых колонн внешний фланец расположен снаружи. Все стальные элементы, включая трубчатую оболочку колонн с узловыми деталями, были изготовлены на кораблестроительном заводе в г.Гуанчжоу.

Подземная часть здания была возведена методом обратного хода. Общий срок строительства здания удалось сократить на полгода.

В современных условиях строительства железобетонных мостов, когда совершенствовались технологию высокопрочного бетона с добавкой суперпластификатора и технологию насосного бетонирования, а также отработали и широко применяют такие эффективные способы монтажа пролетных строений мостов, как навесная сборка и навесное бетонирование, метод поворота и преднапряжения, способ конвейерной тыловой сборки и циклической продольной надвигки, применение несущей жесткой арматуры и др. [7], создались благоприятные условия для сочетания с ними технологии трубобетона. Последний стали широко и успешно использовать в мостостроении в КНР не только как средство повышения несущей способности конструкций, но и как эффективный способ возведения. В 1990 г. в г.Ванчан в провинции Сычуань впервые был построен трубо-



Рис. 5. Трубобетонный арочный Ванчан мост пролетом 115 м через р.Донхэ

бетонный арочный мост через р.Донхэ пролетом 115 м способом навесной сборки арочной стальной трубчатой оболочки с последующим заполнением ее бетоном без подмостей (рис.5). За последние 10 лет в КНР были построены и строятся более 120 мостов из трубобетона, преимущественно арочных, методом поворота и навесной сборки. Ниже приведем три типичных примера.

Ваньсянь — мост через р.Янцзы в г.Чунцине представляет собой железобетонный арочный мост шириной 24 м, пролетом в свету 420 м, со стрелой подъема 84 м (рис.6, 7). Это самый большой по величине пролета арочный мост в мире из железобетона. Арка моста представляет собой железобетонную конструкцию с несущим арматурным каркасом из трубобетона и имеет постоянное коробчатое сечение размером 16x7 м. Несущий арматурный каркас имеет вид сквозной арки высотой 6,45 м и шириной 15,2 м. Пояса арки выполнены из 10 бесшовных стальных труб диаметром 402 мм и толщиной стенки 16 мм, заполнен-



Рис. 6. Ваньсянь мост (г.Чунцин) шириной 24 м пролетом 420 м через р.Янцзы

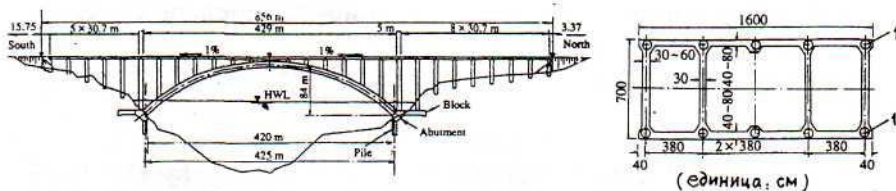


Рис. 7. Схема Ваньсянь моста через р.Янцзы (г.Чунцин) Поперечное сечение арки
1— Трубобетонный пояс

ных бетоном прочностью на сжатие 60 МПа. Соединительные решетки между поясами изготовлены из металлических уголков. Весь арочный металлический каркас, разделенный на 36 секций длиной 13 м и весом 61 т, изготавливали на судостроительном заводе, находящемся на расстоянии 200 км от строительной площадки, и по реке доставляли на место строительства. В стыках секций устраивали фланцевые соединения на болтах. Монтаж арочного

мере устройства трубобетонной арки осуществляли бетонирование коробчатой арки собственно моста в опалубках, подвешенных к трубобетонному несущему каркасу. Бетонирование коробчатой арки производили в 7 этапов частями длиной по 80 м. После затвердения бетона арки возводили надарочную конструкцию. Особенности возведения данного моста заключались в искусном сочетании технологии трубобетона с использованием жесткой не-

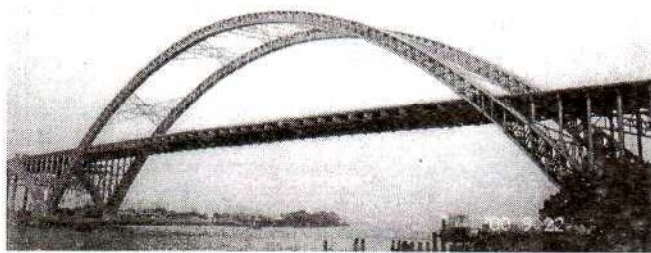


Рис. 8. Яцзиша мост шириной 36,5 м с пролетами 76+360+76 через р.Чжу в г.Гуанчжоу

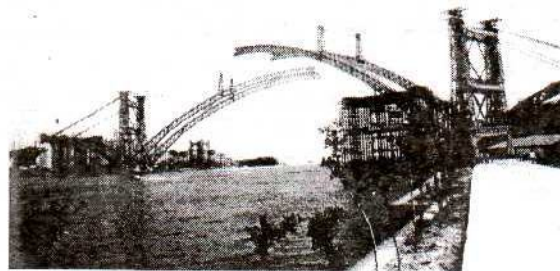


Рис. 9. Установка пролетного строения Яцзиша моста полуарками в проектное положение

металлического каркаса секциями с пят к ключу выполнен методом навесной сборки с помощью вантового деррик-крана грузоподъемностью 70 т, пересекающего реку.

По мере установки металлического каркаса арки в проектное положение производили бетонирование стальных трубных поясов ферм с помощью бетононасосов. Смесь подавали с обоих берегов симметрично от пят снизу вверх к ключу через отверстия в оболочках труб. Вибрирование смеси не применяли. Подготовка к бетонированию поясов заняла неделю, а собственно бетонирование каждого пояса длиной 470 м и емкостью 50 м³ было осуществлено в течение двух часов. По

сущей арматуры, что значительно уменьшало монтажную массу пролетного строения. Мост начали строить в мае 1994 г. и закончили в июне 1997 г.

Недавно, в июне 2000 г., в г. Гуанчжоу построен Яцзиша мост через р. Чжу (рис. 8, 9). Он представляет собой трехпролетный неразрезной трубобетонный арочный мост с предварительно напряженными затяжками по схеме 76+360+76 м, построенный методом поворота. Главная арка является трубобетонной сквозной фермой, пояса которой составляют из 6 стальных труб диаметром 0,75 м, заполненных бетоном прочностью 50 МПа. Пояса главной арки имеют постоян-

ную ширину 3,45 м и переменную высоту от 4 м в ключе до 8,04 м в пятах. Стрела подъема арки составляет 76,45 м. Расстояние между поясами арки равно 35,95 м.

На первой стадии металлические сквозные фермы береговых пролетов и речного пролета по полуаркам изготавливали на берегу на подмостях. По мере готовности каждую полуарку главного пролета с помощью лебедок перемещали поворотом наверх вокруг горизонтальной оси, совмещенной с центром пяточного шарнира, а потом с помощью гидравлических домкратов поворачивали совместно с арочной фермой берегового пролета вокруг вертикальной оси, совмещенной с центром фундамента.

После поворота в проектное положение осуществляли замыкание

полуарок моста в середине главного пролета. Масса повернутого участка моста составляла 13600 т. По мере замыкания производили бетонирование труб арок бетононасосами и устанавливали преднапряженные затяжки, состоявшие из 20 стальных тросов. Суммарное усилие предварительного натяжения достигало 100000 кН.

Вантовый мост из трубобетона впервые был построен в июне 1996 г. в г. Нанхай (под г. Гуанчжоу) через р. Чжу. Мост с пролетами 69+140+69 м, шириной 25,5 м выполнен по двухпилонной схеме. Одноплоскостная система вант закреплена в балке жесткости по оси моста. Балка жесткости представляет собой

трубобетонную сквозную пространственную ферму высотой 3 м и шириной 21 м. Шесть нижних поясов и соединительные решетки фермы выполнены из трубобетонных элементов диаметром 299 мм и 140 мм соответственно. Все трубы бесшовные из стали марки 16Мп. Верхние пояса фермы изготовлены из швеллеров, на которых уложено монолитное железобетонное покрытие толщиной 23 см с преднапряжением поперек. Пилоны высотой 36 м над уровнем проезжего полотна решены в виде трубобетона диаметром 1,84 м. Металлические трубчатые оболочки пилонов толщиной 25 мм изготавливали из стали марки 16Мп. Бетон для заполнения труб имел прочность на сжатие 50 МПа.

На первой стадии монтаж металлических конструкций пролетного строения, включая оболочки пилонов, производили на месте строительства на временных подмостях на обоих берегах путем конвейерно-тыловой сборки и циклической продольной надвигки с помощью лебедок и гидравлических домкратов. Средняя скорость сборки и продольной надвигки металлических конструкций балки жесткости составляла 30 м за месяц. По мере замыкания металлических конструкций балки жесткости в середине

главного пролета производили бетонирование стальных труб поясов и пилонов, а также монтаж и натяжение вант.

В последние годы в городах Пекине и Нанкине колонны из трубобетона применены на ряде мостов, которые обычно находятся в центральных районах города и совмещают в себе подземные магистрали. Конструкции решены в виде многоэтажных железобетонных каркасов с трубобетонными колоннами. Во избежание появления грязи и шума при устройстве открытого котлована, а также длительного перерыва в транспортном движении на поверхности земли возведение станции было выполнено способом обратного хода.

Приведенные примеры строительства высотных зданий и большепролетных мостов подтверждают эффективность трубобетона. В современных технических условиях трубобетон представляет собой не только высококачественный конструктивный материал, но и эффективное средство возведения. Смело можно утверждать, что техника трубобетона в сочетании с технологией высокопрочных бетонов и насосного бетонирования будет оказывать глубокое влияние на дальнейшее развитие строительного производства.

Библиографический список

1. Гвоздев А.А. Определение величины разрушающей нагрузки для статически неопределимых систем//Проект и стандарт, — № 8 — 1934. — с.10–16.
2. Cai S.-H. Ultimate strength of concrete-filled tube columns//Composite construction in steel and concrete, New Hampshire, June 1987, ASCE, — PP. 702–727.
3. Cai S.-H. Influence of moment distribution diagram on load-carrying capacity of concrete-filled steel tubular columns//Proceedings of the 3rd International conference on steel-concrete composite structures, September 1991, Fukuoka, Japan, — PP. 113–118.
4. Cai S.-H., Gu W.-P. Behavior and ultimate strength of steel tubeconfined high-strength concrete columns//Proceedings of 4th International symposium on the utilization of high strength/high performance concrete columns//Proceedings of 4th International symposium on the utilization of high strength/high performance, May 1996, Paris, Francevol. 3-PP. 827–833.
5. Cai S.-H. Chinese standard for concrete-filled tube columns//Composite construction in steel and concrete, Proceedings of an Engineering Foundation Conference, Potosi, Missouri, June 1992, ASCE. — PP. 142–151.
6. Gong C.-J., Lin X., Cai S.-H. Application of concrete-filled steel tubular columns in tall buildings in earthquake area//Structures Congress XII, Proceedings of the ASCE structures congress 94, Atlanta, GA, April 1994. — vol. 1-PP. 146–151.
7. Михайлов К.В., Захаров Л.В. Возведение железобетонных мостов методом поворота//Бетон и железобетон. — № 9. — 1990. — с.27–30.

Фиксаторы арматурных стержней для агрессивных условий эксплуатации

Одним из наиболее важных факторов обеспечения долговечности железобетонных конструкций, особенно в агрессивных условиях эксплуатации, является соблюдение проектной толщины защитного слоя бетона. Как правило, его создают путем использования разного рода фиксаторов арматуры. В Норвегии, учитывая важную роль фиксаторов, разработали нормативные требования к их изготовлению и установке в конструкцию. Они в основном сводятся к следующему:

материал фиксаторов — неметаллический, некорродирующий;

геометрическая форма — устойчивость против опрокидывания, без визуальных дефектов на поверхности конструкции;

допуски — ± 2 мм при толщине конструкции ≤ 70 мм;

прочность и жесткость — минимальная несущая способность 6 кН на фиксатор, максимальная деформативность — 1 мм под монтажный нагрузкой и 2 мм, включая тепловые нагрузки (пропаривание);

крепление фиксаторов — к опалубке гвоздями из нержавеющей стали, вязальная проволока из анодированной стали или в пластико-

вой оболочке, если арматура также имеет защитное покрытие;

пластиковые фиксаторы — допускаются только в конструкциях, не подверженных воздействию хлоридов;

бетонные фиксаторы — содержание микросилиция от 5 до 10% веса цемента; поверхность не загрязнена и не замаслена; выдержаны во влажной среде при $t \geq 15^\circ\text{C}$ не менее 7 дней; максимальное водопоглощение 5% через 30 мин и 8,5% через 24 ч.

В.П.Трамбовецкий,
канд.техн. наук

Модифицированные бетоны*

Пожалуй, нет необходимости представлять автора монографии — лауреата Государственной премии СССР, члена-корреспондента Российской инженерной академии, доктора технических наук, профессора, известного, да и не только известного, а одного из самых авторитетных ученых в области бетоноведения. И сама монография, такая долгожданная и многообещающая, также не нуждается в рекламе, так как первое издание, вышедшее девять лет назад, стало событием в мировой науке о бетоне.

О вышедшей монографии опубликовано уже много откликов. Многие специалисты говорят о ней, как о лучшем научном труде по добавкам к бетонам.

На наш взгляд, это довольно узкое понимание содержания книги. Это монография о бетоне, так как весь цивилизованный бетон — это бетон модифицированный. А в бетоне цивилизованном теория и практика едины. Это, пожалуй, самое главное и существенное отличие монографии от других аналогичных работ. И по-другому быть не может, так как научное направление, предлагающее в практическом отношении самый простой и наименее капиталоемкий путь регулирования свойств бетонной смеси и бетона, получение существенного экономического эффекта за счет введения малых расходов различных добавок, и есть истинный пример органической связи теории и практики. Было ли, есть ли и будет ли в науке более перспективное и эффективное направление? Навряд ли!

Однако рассмотрим содержание монографии более глубоко и подробно.

Во-первых, работу отличают последовательность, цельность и системность. Автор не призывает

модифицировать бетоны, а убедительно, опираясь на современные физико-химические представления, показывает приоритетность этого направления в современной технологии (глава 1). Всесторонне и широко рассматриваются различные подходы к модификаторам, критерии их оценки и классификационные признаки. Здесь объединяются и дополняют друг друга классификации и критерии эффективности как по механизму действия, так и по функциональному назначению, технико-экономическому и социальному эффектам. Чисто теоретический и прагматический подходы к оценке модификаторов показывают многогранность и неисчерпаемость проблемы.

Глубоко и тонко раскрыто действие кремнийорганических соединений на свойства цементных систем (глава 2). Этот раздел книги достаточно полно дает информацию о влиянии рассмотренных добавок практически на все свойства бетона. А структура КОС и механизм их действия раскрыты настолько глубоко, что создается впечатление чтения не книги о бетоне, а труда в области фундаментальных наук.

Наибольший практический интерес, безусловно, представляют исследования по модификации бетонов пластификаторами и суперпластификаторами (глава 3). Учитывая важность этого раздела для практиков, автор методично, начиная с азов, популярно поясняет механизм действия ПАВ и приводит довольно полную характеристику основных видов пластификаторов, суперпластификаторов, а также пластифицирующе-воздухововлекающих добавок. Интересны в этом плане сведения по пластификаторам и суперпластификаторам зарубежных стран, в частности, Швеции, Японии, США, опыту стандартизации добавок в этих странах. Для научных работников

представляют интерес исследования по механизму действия суперпластификаторов. Факторы активности суперпластификаторов (3.3.2) — не только смелая, но и убедительная находка автора. Повидимому, зная определенный “голод” в информации по суперпластификаторам, автор сумел в одной главе и обобщить, и раскрыть, и доказать, и “накормить” читателя всеми необходимыми знаниями в этой области.

Следуя принципу классификации модификаторов по механизму действия и технологическому эффекту, в 4-й главе рассматривается процесс структурообразования и твердения цементных систем. Хотя, на наш взгляд, разделять пластификаторы и регуляторы структурообразования — вопрос спорный, поскольку первые также являются (хотя и опосредованно) регуляторами структуры бетона. Наибольший интерес в этой главе представляют результаты исследования электролитов как регуляторов схватывания и твердения бетона. Данные мировой научной литературы по этому вопросу довольно противоречивы. И каким образом автору удалось систематизировать столь разнородные исследования, остается его ноу-хау. Но даже при довольно полной информации многие аспекты применения таких модификаторов, как сульфиты, сульфаты и роданиды натрия, в частности, их влияние на коррозионную стойкость бетона и термически упрочненной арматуры, остались не раскрытыми. Эти вопросы ждут новых исследований и новых исследователей.

Модификаторам воздухововлекающего и порообразующего действия в литературе уделялось много внимания, но в работе В.Г.Батракова (глава 5) эта проблема находит не только новое звучание, но и своеобразное содержание. Строго придерживаясь своего методического принципа, автор

* В.Г.Батраков. Модифицированные бетоны. Теория и практика. М.: 1998. — 768 с. Изд. 2-е, переработанное и дополненное.

в начале главы приводит если не полную, то почти полную характеристику основных воздухововлекающих добавок, в том числе пенообразователей (веских критериев их различия, на наш взгляд, нет). Оригинально и убедительно в главе раскрыт механизм воздухообразования в бетонных смесях, показана физика формирования и аннигиляции пузырьков воздуха. И, конечно, как и в предыдущих главах, — связь структуры и свойств бетона.

В своей работе автор не обошел ни одного аспекта модификации бетона. Даже такая специфическая проблема, как спецбетоны и спецдобавки, освещена довольно полно и убедительно (глава 6). Однако хотелось бы больше узнать о радиационнстойких моди-

фикаторах, но это, по-видимому, в следующий раз.

Логическим продолжением предыдущих глав является раздел, посвященный комплексным модификаторам (глава 7). От общей характеристики компонентов автор переходит к классификации и экономической целесообразности. Существенной теоретической новизной обладают здесь исследования совместимости компонентов и их синергизма, а как результат этих исследований — полифункциональное модифицирование бетона.

Отдельный раздел (глава 8), посвященный модификации вяжущих, — это не только новые исследования, но и качественно новое направление в науке. Из этой главы следует один лаконичный вывод: сделано много, но это всего

лишь новый мощный импульс для технологии XXI века.

И, конечно, монография была бы не полной, а профессор В.Г.Батраков не был бы самим собой, если бы не уделил внимания практике модификации бетонов (глава 9). А практика это так велика и опыт столь широкий, что мы имеем в результате руководство к действию.

Издание такой книги в наше время не только редкость, но и большой праздник в жизни ученых и практиков. Поэтому хочется поздравить и автора, и издателей с этим праздником. Он, без преувеличения, удался великолепно.

М.Ш.Файнер,
председатель научно-производственной фирмы "Композит", заслуженный изобретатель Украины, д-р техн наук

АННОТАЦИЯ

книги д.т.н., проф. Милованова А.Ф., к.т.н., Соломонова В.В., к.т.н. Ларионовой З.М.
Высокотемпературный нагрев железобетонных перекрытий при пожаре на Чернобыльской АЭС

Авария на 4-м блоке Чернобыльской атомной электростанции произошла 26 апреля 1996 г. Реактор проработал 865 сут. Температура лавы во время аварии достигала 1600–1700°C.

Дается почасовой анализ развития аварии с рассмотрением протекания трех основных потоков лавы и изменения их температуры с 1600–1700 до 300°C.

Анализируются результаты опытов по радиационной стойкости раствора, бетона и углеродистых сталей, по взаимодействию кориума с температурой 2000°C с бетоном, а также рассматривается высокотемпературная эрозия бетона.

Подробно изложены результаты экспериментальных работ по влиянию высокотемпературного нагрева до 1200–1400°C на физико-механические свойства основных минералов портландцемента.

Приводятся результаты исследований прочности на сжатие портландцемента, заполнителей и упруго-пластические свойства бетона при кратковременном нагреве до 1600°C и после нагрева до этих температур в остывшем состоянии. Изменения физико-механических свойств бетона при высокотемпературном нагреве подтверждаются микроскопическими физико-химическими и петрографическими исследовани-

ями структуры бетона после воздействия температур до 1600°C.

Приведены теплотехнические характеристики бетона, коэффициенты теплопроводности и теплоотдачи наружной и внутренней поверхностей от 20 до 1600°C.

Даются изменения физико-механических свойств арматуры классов А240, А300 и А400 при нагреве до 1400°C и в остывавшем состоянии после нагрева до этих температур.

Анализируются состояния сборно-монолитных железобетонных перекрытий при кратковременном нагреве до 1600°C во время аварии и после нее. Дается расчет прочности железобетонных перекрытий в нагретом состоянии во время аварии и в охлажденном состоянии после нее.

Ориентировочная стоимость книги 80 руб (без почтовых расходов).

Предварительные заявки принимаются по адресу: Россия, 109428, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6 или по факсу 174-77-24.

Контактные телефоны: 174-79-98, 174-78-92, 174-87-97, 174-76-65.