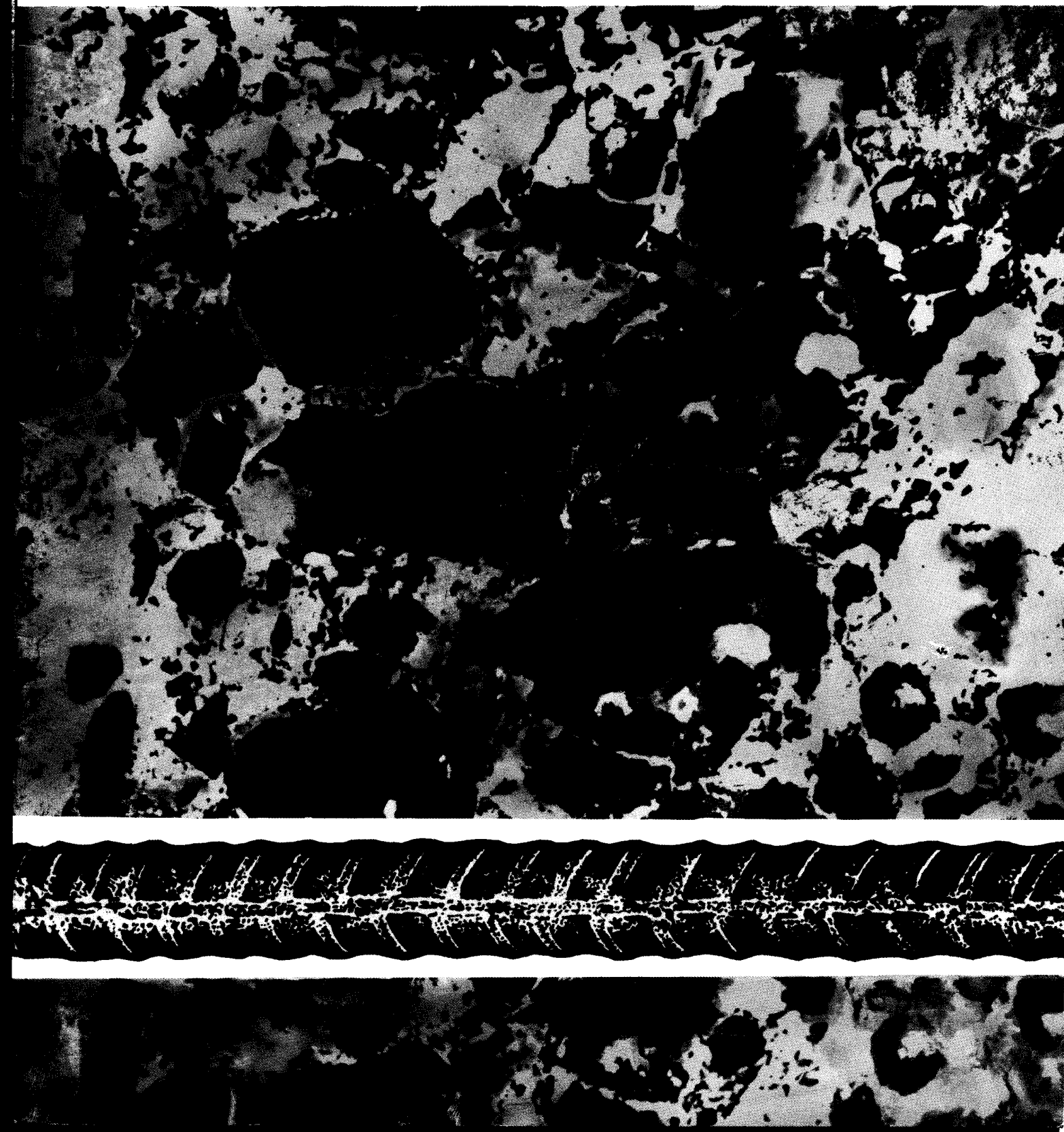


БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

4

2006



Издается с апреля 1955 г.

Учредители:
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

СОДЕРЖАНИЕ

КОНСТРУКЦИИ

СЕМЧЕНКОВ А.С., ШАПАТИН В.В., РЕБРОВ В.Ф., РОМАНЧИН С.И. Русский дом из ПЭЭЭНДТ бетонов "минеральное дерево" 2

АРМАТУРА

ТИХОНОВ И.Н., ГУМЕНЮК В.С. Анализ требований СП 52-101-2003 к арматуре класса прочности 500 МПа 6

БЕТОНЫ

ТОТУРБИЕВ Б.Д., ПОРСУКОВ А.А. Корундовый жаростойкий бетон с повышенными эксплуатационными свойствами 13

ПШЕНИЧНЫЙ Г.Н. К вопросу о "саморазрушении" бетона 15

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

МУХАМЕДИЕВ Т.А., СТАРЧИКОВА О.И. Расчет прочности сталежелезобетонных колонн с использованием деформационной модели 18

ПОПЕСКО А.И., АНЦЫГИН О.И., ДАЙЛОВ А.А. Расчет усиленных под нагрузкой железобетонных стержней с коррозионными повреждениями 22

НУГУЖИНОВ Ж.С. Модифицированная расчетная модель железобетонной балочной конструкции 24

ЯРЦЕВ В.П., ВОРОНКОВ А.Г., ЖАРИКОВ А.В. Влияние состава на долговечность мелкозернистых бетонов 27

НАШИ ЮБИЛЯРЫ

К 60-летию А.С.Семченкова 29

В.Г.Батракову — 75 лет 30

А.С. СЕМЧЕНКОВ, д-р техн. наук, В.В. ШАПАТИН, инж., В.Ф. РЕБРОВ, арх.,
С.И. РОМАНЧИН, инж. (ФГУП «НИЦ «Строительство» – филиал НИИЖБ)

Русский дом из ЛЭЭНДТ бетонов «минеральное дерево»

Россия – самая большая по территории малонаселенная и холодная страна в мире. Средняя плотность населения составляет 8,5 чел/км², а в европейской части, где проживает 80% населения, – 27,3 чел/км². Поэтому коммуникации сильно растянуты. Из-за холода лишь 17% ее площади, расположенной на юге, считаются условно пригодными для проживания. Если все население будет проживать здесь, плотность составит 50 чел/км², что в пять раз меньше средней плотности населения в Англии и Франции, но соответствует плотности населения в северных европейских странах с компактной инфраструктурой.

Для того чтобы жить в России, необходимо иметь теплое жилье, отапливаемое 8-10 месяцев в году. Энергозатраты на обеспечение проживания человека в городах и особенно в мегаполисах в 2-4 раза выше, чем в малых городах и на селе, а запасы топлива быстро сокращаются.

Как и другие страны, Россия переживает экологический и энергетический кризисы, а дополнительно – жилищный, демографический и экономический кризисы. Из-за очень плохой экологии ПДК вредных веществ в воде, продуктах питания и в воздухе многократно превышена. В жилых помещениях это вызвано накоплением испарений от чрезмерного количества вредных химических веществ в мебели, обоях, красках, лаках, линолеуме, пластиковых трубах и окнах при отсутствии проветривания в холодное время года.

Жилищный кризис еще более обострился в период перестройки из-за сокращения в два с лишним раза объемов нового строительства и ускоренного выбытия из эксплуатации старых зданий по при-

чине десятикратного сокращения средств на их ремонт и реконструкцию. Цены на жилье «заоблачные», и подавляющее большинство населения не в состоянии его купить. Чтобы жилье стало доступным, его стоимость должна быть многократно снижена, а объем строительства увеличен в несколько раз. Достичь этого при высоких ценах на землю, отсутствии готовой инфраструктуры и использовании тяжелых, дорогих и энергоемких материалов, таких как кирпич, монолитный и сборный железобетон, нельзя, тем более что не хватает цемента, щебня и арматурной стали. Использование традиционной для России древесины также не решает проблему, так как по новым требованиям теплотехники диаметр бревен деревянного сруба должен быть более 60 см.

Учитывая демографическую, экономическую и экологическую ситуацию и для максимального снижения энергозатрат и стоимости жилья, строительство доступного жилья надо вести в регионах с более теплым климатом, в малых и средних городах, а также на селе.

Еще 100 лет назад более 90% населения проживало в сельской местности в небольших деревянных избах (рис. 1), стены и потолок которых на зиму утеплялись заготовленными дровами, сеном и дополнительно снегом. В результате приведенное сопротивление теплопередаче стен и крыши достигало соответственно 6 и 8 м²/(Вт·К). Сама стена из бревен даже диаметром 30 см обеспечивает лишь половину 1,66 м²/(Вт·К) требуемой нормами теплозащиты. Кроме того, в условиях холодного климата дерево является трудно- и дорогостоящим производимым ресурсом.

В НИИЖБе разработаны новые легкие, экономичные, экологичные, энергоэффективные, негорючие, долговечные, технологичные (ЛЭЭНДТ) бетоны «минеральное дерево» на цементном или другом минеральном вяжущем с марками по плотности:

D200 – D400 – теплоизоляционные «Т» марок по прочности М3,5 – М10;

D300 – D800 – конструкционно-теплоизоляционные «КТ» классов по прочности В0,75 – В5.

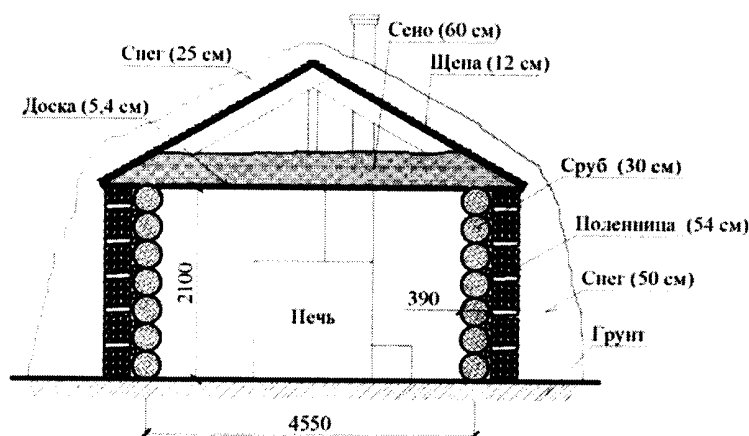


Рис. 1. Утепленная русская изба зимой

Они изготавливаются из дешевых местных строительных материалов. Снижение веса достигается за счет создания в бетоне пор в количестве 80-90% от общего объема (ячеистый бетон) или использования местных легких дешевых заполнителей из растительных отходов (арболит, фибролит), легкого минерального поризованного или пенополистирольного песка и гравия, с одновременной поризацией бетона (легкий бетон).

Из «КТ» бетонов «минеральное дерево» изготавливают сборные изделия в виде блоков для однослойных стен, перегородок и перекрытий, а также переемычки и плиты перекрытий. Из «Т» бетонов делают плиты для утепления трехслойных наружных стен, покрытия пола первого этажа.

Для фундаментов, колонн и балок целесообразно применять ЛЭЭНДТ конструкционные «К» легкие бетоны из техногенных отходов и поризованные мелкозернистые бетоны (ПМЗБ) марок по плотности D1200 – D1800.

Конструкции из монолитного бетона менее энергоемкие и дороже, чем из сборного бетона. Недостатком первых является дорогая и трудоемкая на монтаже съёмная опалубка. Применение несъёмной опалубки снижает трудоемкость опалубочных работ на 0,15 чел·ч/м², а стоимость – на 20%, сокращает сроки строительства, экономит опалубочные материалы, повышает качество поверхности монолитных зданий и значительно снижает затраты на их отделку. Во многих странах в качестве несъёмной опалубки применяют арболит и цементностружечные плиты (ЦСП). В Австрии, например, широко применяется система «Велокс».

Для условий России в качестве несъёмной опалубки следует применять* асбестоцементные изделия (АЦИ), а для внутренних конструкций также цементностружечные плиты (ЦСП). Асбестоцемент требует меньше ТЭЭ, чем на изготовление альтернативных материалов, и при этом во много раз дешевле. Для изготовления АЦИ у

нас имеется мощнейшая в мире производственная база, загруженная менее чем наполовину, и крупнейшие месторождения асбестоудержающих пород – серпентинита и передотита.

Высокие прочностные и жесткостные характеристики асбестоцемента (АЦ) объясняются идеальным сочетанием вяжущего (цемента) и прочной фибровой арматуры из хризотилового асбеста. Заводы производят большую номенклатуру АЦИ: волнистый шифер, кровельную черепицу этернит, плоские листы (АЦЛ), трубы (АЦТ). В зданиях, где применены АЦИ (в них асбест связан матрицей цементного камня), концентрация асбестовых волокон в воздухе помещений, по данным медиков США, в 100-1000 раз ниже ПДК, что указывает на полную безопасность использования этих материалов. Экологически безопасные цементностружечные плиты (ЦСП) изготавливаются прессованием древесных частиц с цементным вяжущим и химическими добавками. Плиты относятся к группе трудногораемых материалов повышенной биостойкости и предназначаются для применения в строительстве.

Получаемая достаточно прочная и жесткая опалубка позволяет вести опережающий монтаж, не дожидаясь набора бетоном проектной прочности. После омоноличивания бетон склеивается с опалубкой, и они работают, как единая конструкция. При этом опалубка из АЦИ и ЦСП выполняет роль отделки и внешней арматуры*.

Дома из этих распространенных в России ЛЭЭНДТ бетонов «минеральное дерево», АЦИ, ЦСП и без стальной арматуры, наряду с традиционным деревянным срубом, можно назвать «русским домом»*.

Внутренние поверхности стен и потолков из обычных АЦЛ и ЦСП, после заделки швов шпаклевкой, наиболее просто, быстро и дешево оклеивать экологически безопасными бумажными и стеклообоями, белить или покрывать вододисперсионной, масляной или эмалевой красками. Наряду с покраской и декоративными покрытиями наружных и внутренних стен рекомендуются тонкослойные (2-3 мм)

дышащие водонепроницаемые отделочные защитно-декоративные покрытия широкой цветовой гаммы, наносимые набрызгом с помощью пневмофорсунки под давлением от компрессоров и обладающие оптическим эффектом.

Кровля, особенно в малоэтажных зданиях, является важным их элементом. АЦ волнистым шифером в настоящее время покрыта половина площади всех крыш России, что объясняется эксплуатационными достоинствами этого материала.

АЦ трубы применяются при прокладке водопроводных технических и питьевых систем, напорной и безнапорной канализации, мелиоративных и дренажных систем, дымоходов, электрокабелей, в качестве обсадных труб скважин и для мусоропроводов. По сравнению с АЦ трубами, даже отечественные полиэтиленовые трубы дороже в 5 раз, чугунные – в 8 раз, а металлические с полимерным покрытием (пластизол) – в 10 раз. Асбестоцементные трубопроводы (d = 150-400 мм) для систем канализации, водопровода и отопления в два раза экономичнее по приведенным затратам на сооружение и эксплуатацию, чем пластмассовые. Особенно рекомендуются АЦ трубы для питьевой воды с точки зрения безопасности для здоровья человека.

Наиболее дешевыми в России считаются многоквартирные здания в 4-9 этажей. Одно-, двухэтажные многоквартирные дома наименее экономичны. Было выполнено технико-экономическое сравнение четырех вариантов двухэтажных отдельных домов с общей площадью помещений 100 м² из различных материалов: кирпича, ячеистобетонных блоков, монолитного ячеистого бетона с оставляемой опалубкой из АЦИ «русский дом» и с деревянным каркасом.

Наиболее дешевыми являются ЛЭЭНДТ материалы для монолитного дома: они в 5,91 раза дешевле, чем для кирпичного дома; в 4,5 раза, чем для дома на деревянном каркасе, и в 3,21 раза, чем для дома из ячеистобетонных блоков. Стоимость строительных материалов (без учета окон) для такого дома в ценах 2000 г. состав-

* Семченков А.С., Ухова Т.А. Монолитное бетонное здание/Патент на изобретение. № 2175045. – М., 1999.

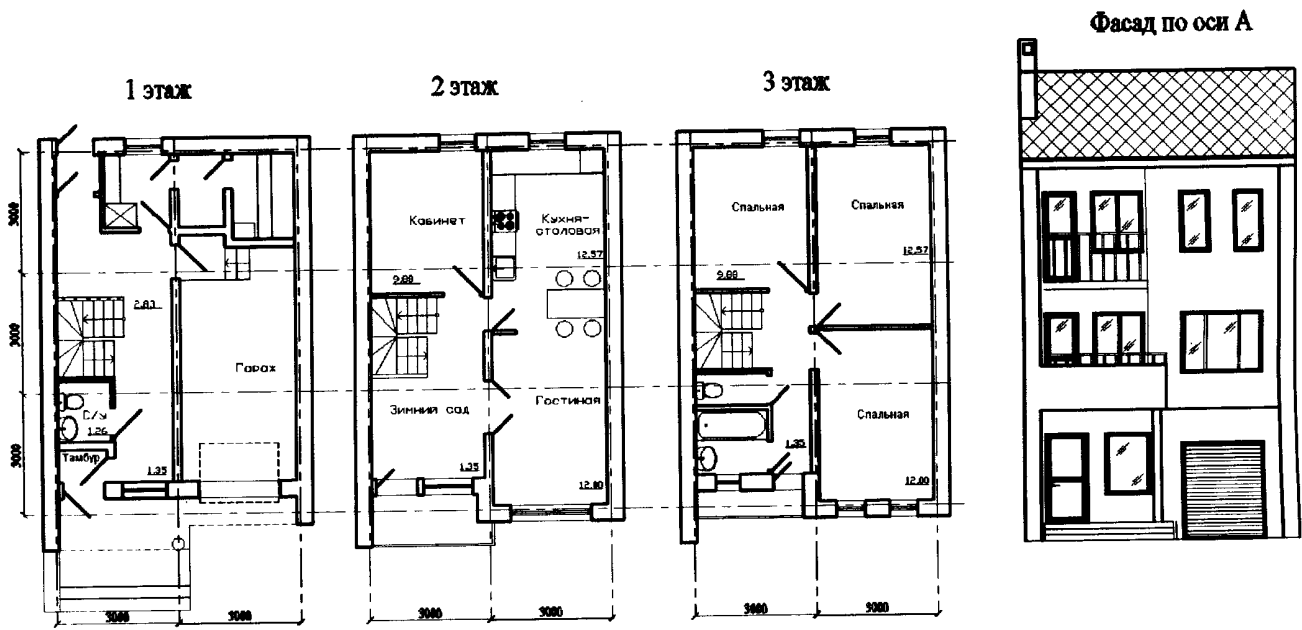


Рис. 2. Трехэтажный жилой дом с гаражом для блокированной застройки

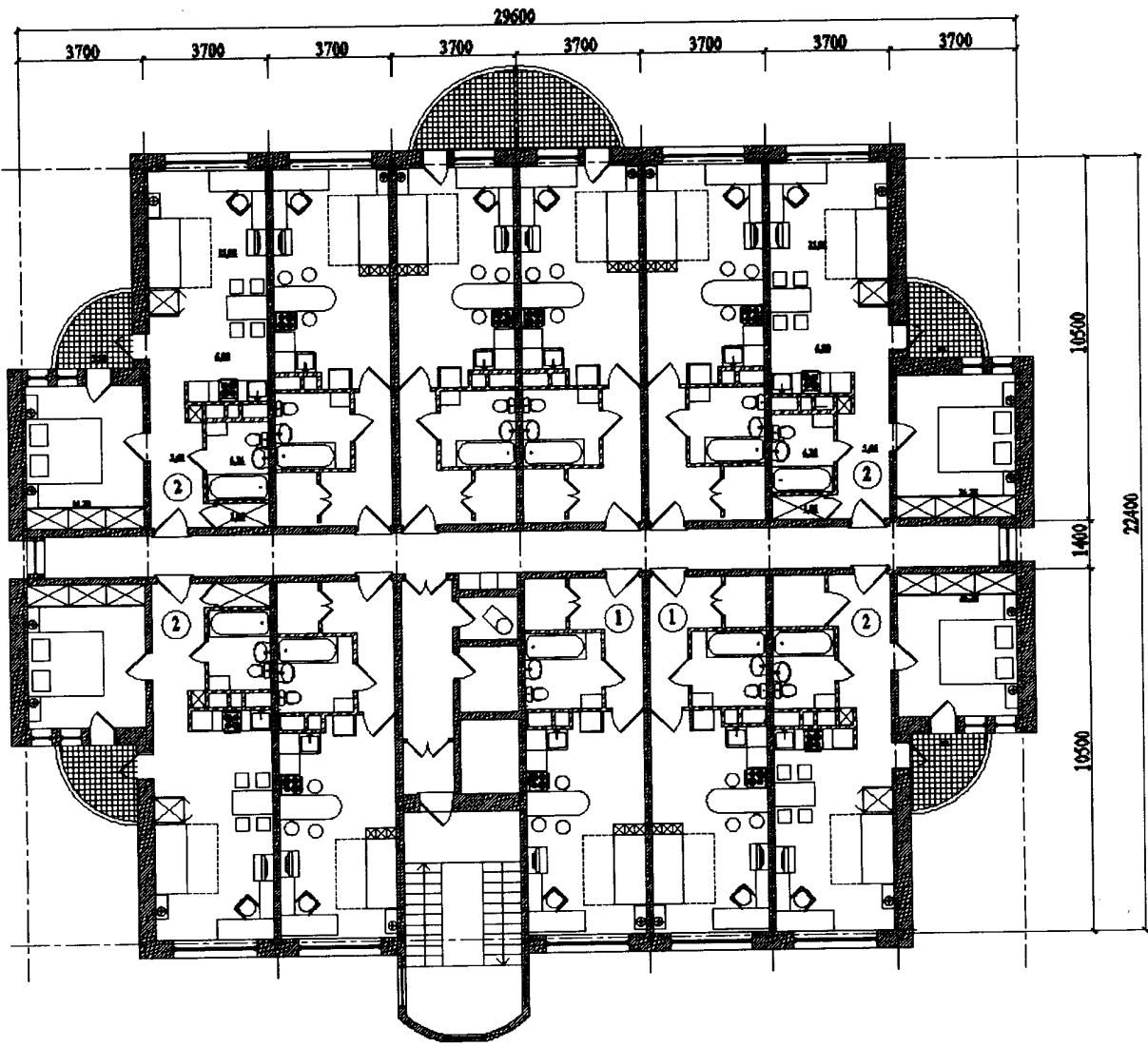


Рис. 3. Многоквартирный дом с малогабаритными одно- и двухкомнатными квартирами

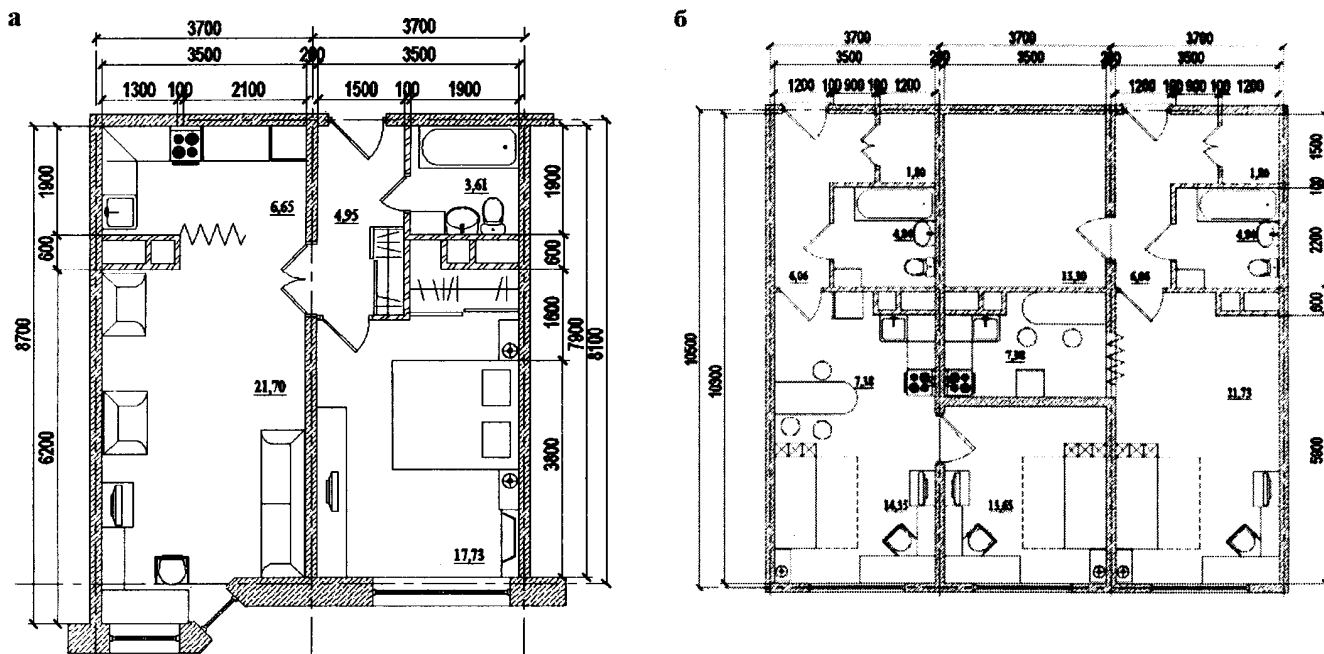


Рис. 4. Трансформация однокомнатных квартир
 а – в двухкомнатные; б – в двухкомнатную и однокомнатную

ляет 35 USD/м², а в текущих ценах менее 3000 руб/м². В варианте со стенами из ячеистых блоков экономичнее применять монолитные перекрытия с оставляемой опалубкой из АЦЛ. Самый легкий дом – на деревянном каркасе, но по срокам эксплуатации он наименее долговечен.

Опыт развитых стран и наш показывает, что будущее за малоэтажной блокированной застройкой высокой плотности с максимальным соблюдением комфортности проживания. Блокированные дома имеют отдельный вход и приквартирный участок земли (рис.2). Вопросы подведения коммуникаций решаются, как и в случае стандартной многоэтажной застройки. Легко использовать рельеф местности, что дает дополнительный экономический эффект и повышает архитектурную выразительность застройки. Блокировка осуществляется поперечными стенами так, чтобы малый шаг стен шел по фасаду. В этом случае основная нагрузка плит перекрытий передается на глухие несущие поперечные стены, а фасадные стены с оконными, балконными и дверными проемами фактически являются самонесущими. В плане длина по

фасаду меньше, чем ширина блока, которая составляет 9 м (см. рис.2). Малый шаг несущих стен экономичен и определяется длиной АЦЛ и ЦСП, равной 3-3,6 м, а благодаря окнам на обоих фасадах обеспечивается хорошее естественное освещение, инсоляция и проветривание.

Наиболее экономичным является спаренно-блокированный способ при меридианном расположении дома. Высота дома – один этаж плюс мансарда с бельэтажем. Для южных районов рекомендуются блокированные дома с внутренним двориком.

Для молодежи, а также малообеспеченных одиноких и малосемейных людей предлагаются дешевые многоквартирные здания высотой до четырех этажей без лифта и вытянутыми квартирами типа «вагон» шириной 2,9 и 3,5 м (рис.3), с минимальной площадью по социальной норме 28 м², комнатой – 14 м², кухней-нишей – 5 м², шириной прихожей – 1,4 м, а коридора – 1 м, глубиной санузла – 1,2 м и кухни – 1,7 м. Для инвалидов ширина квартиры – 3,5 м, минимальная ширина прихожей – 1,6 м, коридора – 1,15 м и кухни – 2,3 м. Размер санузла – не менее

2,2·2,2 м, а площадь комнаты – 16 м², обязательно устройство лифта.

Благодаря высокой пространственной жесткости монолитной стеновой конструктивной системы, малому шагу несущих поперечных стен и снижению массы несущих конструкций в 3 раза возможно строительство многосекционных зданий высотой 6, 9, 12 и более этажей (рис.3).

Число однокомнатных квартир на этаже может достигать двадцати в одной секции здания. Дома с однокомнатными квартирами располагаются в меридианном направлении, при этом по торцам здания удобно устройство двухкомнатных квартир (рис.4). При росте численности проживающих в квартире они могут купить соседнюю квартиру и трансформировать ее в двухкомнатную (рис.4,а). Возможна также трансформация трех соседних квартир в двухкомнатную и однокомнатную с дополнительным вентилируемым темным помещением (рис.4,б). Трансформация должна начинаться с квартир верхних этажей, опускаясь до нижнего. Себестоимость таких квартир более 6000 руб/м² без стоимости земли и инфраструктуры, которые

в условиях современной России должно оплачивать государство.

Выводы

1. Чтобы жилье стало доступным, его стоимость должна быть многократно снижена, но достичь этого при использовании тяжелых дорогих и энергоемких материалов, таких как кирпич, монолитный и сборный железобетон, нельзя.

2. В НИИЖБе разработаны новые ЛЭЭНДТ бетоны «минеральное дерево» плотностью 300-800 кг/м³. Они изготавливаются из дешевых местных строительных материалов и по своим свойствам напоминают натуральное дерево.

3. Наиболее дешевым являет-

ся «русский дом» из монолитного бетона «минеральное дерево» с оставляемой опалубкой из асбестоцементных изделий (АЦИ) и цементностружечных плит (ЦСП), которые одновременно выполняют роль отделочного слоя и внешней арматуры.

4. Экологичные, дешевые и долговечные АЦ трубы позволяют комплексно решать прокладку различных наружных сетей: водопроводных технических и питьевых систем, напорной и безнапорной канализации, горячей воды и отопления, мелиоративных и дренажных систем, дымоходов, электрокабелей, в качестве обсадных труб скважин и для мусоропроводов.

5. Для снижения концентрации

вредных химических веществ в жилых помещениях необходимо запретить применение мебели, отделочных материалов, пластиковых окон и сантехнических труб, содержащих и выделяющих эти вещества.

6. Дома должны быть индивидуальными, но блокированными, а для молодежи, одиноких и малосемейных – многоквартирными средней этажности с одно-, двухкомнатными квартирами и площадями помещений по социальной норме, легко трансформирующимися в квартиры большей площади. Стоимость строительных материалов для «русского дома» – не более 3000 руб/м², а стоимость их строительства не более 9000 руб/м².

АРМАТУРА

И.Н.ТИХОНОВ, В.С.ГУМЕНЮК, кандидаты техн. наук (НИИЖБ, Центр проектирования и экспертизы)

Анализ требований СП 52-101-2003 к арматуре класса прочности 500 МПа

Отраслевой стандарт СТО АСЧМ 7-93 [1] предусматривает три категории свариваемого арматурного проката класса прочности 500 МПа, различающиеся по способу производства: горячекатаный, термомеханически упрочненный с прокатного нагрева, механически упрочненный в холодном состоянии (холоднодеформированный). Свод правил СП 52-101-2003 [2], который содержит рекомендации по расчету и проектированию бетонных и железобетонных конструкций без предварительного натяжения арматуры, определяет требования к показателям качества для двух групп арматуры класса прочности 500 МПа: класс А500 (А500С) для горячекатаного и термомеханически упрочненного проката номинальным диаметром от 10 до 40 мм и класс В500 (Вр-1; В500С) для холоднодеформированной по разным технологиям ар-

матуры номинальным диаметром от 3 до 12 мм. Требования к расчетным показателям арматуры классов А500 и В500 в СП 52-101-2003 различаются.

Отсутствие в СП 52-101-2003 арматуры класса А500 диаметром менее 10 мм препятствует освоению производства и эффективному применению проката дефицитных размеров профилей, доля которых в общей потребности ненапрягаемой арматуры составляет около 25% и ориентирует на применение только холоднодеформированной арматуры или арматуры класса А400, что не всегда оправдано.

Рассмотрим требования к прочностным и пластическим свойствам холоднодеформированной арматуры класса В500 с учетом особенностей ее изготовления по нормативно-технической документации, а также фактические значе-

ния характеристик этих свойств. Механические свойства проволоки Вр-1 по ГОСТ 6727 и холоднодеформированной арматуры класса прочности 500 МПа по СТО АСЧМ 7-93 и действующим техническим условиям (ТУ 14-1-5393-2000; ТУ 14-1-5498-2004; ТУ 14-1-5424-2005; ТУ 14-1-5425-2005 и др.) различны [1; 3]. Эти виды арматуры объединены СП 52-101-2003 в класс прочности В500 по способу упрочнения стали, они удовлетворяют условию $\sigma_{0,2} \geq 500$ МПа и дополняют друг друга в части сортамента.

Отличительными особенностями проволоки Вр-1 по ГОСТ 6727 являются: нормируемая линейная плотность, которая на 6,3-6,8% ниже номинальной, что достигается за счет минусового допуска на диаметр проволоки; нормирование браковочных значений прочностных характеристик по усилиям, а не по напряжениям; отсутствие гаран-

тированной обеспеченности нормируемых значений характеристик прочностных и пластических свойств; периодический профиль в виде неглубоких вмятин [3]. Для холоднодеформированной арматуры по СТО АСЧМ 7-93 и перечисленным действующим ТУ применяется современный общепринятый подход к нормированию допуска массы 1 пог.м (симметричный допуск) и характеристик механических свойств (гарантируется высокая обеспеченность значений этих характеристик), к нормированию характеристики сцепления с бетоном, к оценке свариваемости стали, к приемочному контролю. В частности, характеристика пластических свойств арматуры – полное относительное удлинение при максимальной нагрузке $\delta_{\text{макс}}$ по СТО АСЧМ 7-93 должна удовлетворять требованию $\delta_{\text{макс}} \geq 2,5\%$; также допускается, чтобы относительное равномерное удлинение после разрыва $\delta_p \geq 2\%$. Обе характеристики должны гарантироваться с обеспеченностью не менее 0,95 [1]; у проволоки Вр-1 номинальным диаметром 5 мм по ГОСТ 6727 характеристика пластических свойств – относительное удлинение после разрыва δ_{100} должна удовлетворять условию $\delta_{100} \geq 3\%$ [3].

Результаты испытаний показали, что у проволоки Вр-1 номинальным диаметром 5 мм по ГОСТ 6727 средние значения $\delta_p \leq 1,5\%$ и $\delta_{\text{макс}} < 2\%$, в то же время, как правило, выполнялось условие $\delta_{100} \geq 3\%$. Поэтому не может быть признано справедливым утверждение, что относительное удлинение проволоки после разрыва, измеренное на базе 100 мм, близко по величине к δ_p . Следовательно, эта характеристика может быть сопоставима с нормами по $\delta_{\text{макс}}$ или δ_p [4]. Значения характеристик пластических свойств $\delta_{\text{макс}}$ и δ_p арматуры класса В500С диаметром 5-12 мм разных производителей изменялись в широком диапазоне. Экспериментально установлено, что на начальном этапе освоения производства такой арматуры средние значения $\delta_p > 1,5\%$ и $\delta_{\text{макс}} > 2\%$. При недостаточном контроле за качеством исходной ка-

танки (химсостав, диаметр) у отдельных партий проката отмечено уменьшение средних значений характеристик пластических свойств. При отлаженном производстве арматура класса В500С диаметром 5-12 мм имела средние значения характеристик $\delta_p > 2,5\%$ и $\delta_{\text{макс}} > 3\%$, для разных диаметров арматуры те же характеристики с обеспеченностью 0,9 имели значения $\delta_p = 1,7-2\%$ и $\delta_{\text{макс}} = 2,05-2,35\%$ [5], что существенно выше, чем у проволоки Вр-1, хотя и не соответствовало требованиям СТО АСЧМ 7-93 и рекомендациям евростандарта EN10080:1999 [1; 6]. В то же время для проволоки Вр-1 и арматуры класса В500С, как правило, выполнялись требования вышеуказанных стандартов: $\sigma_{0,2} \geq 500$ МПа и $\sigma_B / \sigma_{0,2} \geq 1,05$ с заданной обеспеченностью [1; 6].

В настоящее время разработаны и реализованы технические решения, обеспечивающие повышение пластических свойств холоднодеформированной арматуры без снижения производительности технологических линий [5; 7]. Соблюдение определенных технологических требований при изготовлении позволяет повысить пластические характеристики и получить холоднодеформированную арматуру класса В500 с уровнем прочностных и пластических свойств, сопоставимым с требованиями СТО АСЧМ 7-93 и рекомендациями EN10080: 1999 [1; 9]. Например, при испытании холоднодеформированной арматуры периодического профиля номинальным диаметром 6 и 8 мм, изготовленной с применением указанной технологии, получены значения характеристик пластических свойств, равные $\delta_{\text{макс}} = 2,45-2,6\%$ и $\delta_{100} = 6,3-6,6\%$ с обеспеченностью 0,9, и значения характеристик прочностных свойств $\sigma_{0,2} = 609-619$ МПа с обеспеченностью 0,95 и $\sigma_B / \sigma_{0,2} = 1,14-1,1$ с обеспеченностью 0,9.

С появлением на рынке арматуры класса В500 с разным уровнем механических свойств, включая пластические свойства стали, особое значение приобретают задачи систематизации технических требований к холоднодеформиро-

ванной арматуре, обоснования областей ее эффективного применения и соответствующей корректировки некоторых положений СП 52-101-2003 [2].

Основной прочностной характеристикой арматуры классов А500 и В500 является нормативное сопротивление растяжению $R_{s,n} = 500$ МПа, которое соответствует гарантированному значению предела текучести физическому (σ_T) или условному ($\sigma_{0,2}$) с обеспеченностью не менее 0,95 [2]. Возможное отклонение прочностной характеристики в неблагоприятную сторону от их нормативного значения учитывается коэффициентом надежности по арматуре γ_s , значение которого зависит от группы предельных состояний, от свойств стали и их статистической изменчивости, а также от таких нестатистических факторов, как применяемая система контроля качества арматуры, возможное изменение механических свойств арматуры в процессе изготовления конструкций и их эксплуатации, малая величина относительных деформаций арматуры перед разрывом и других, которые влияют на надежность конструкций [8].

Согласно СП 52-101-2003, для предельных состояний первой группы $\gamma_s = 1,15$ для арматуры класса А500 и $\gamma_s = 1,2$ для арматуры класса В500, для предельных состояний второй группы $\gamma_s = 1,0$ для всех классов применяемой арматуры. Расчетные значения сопротивления арматуры сжатию R_{sc} для предельных состояний первой группы принимают равными расчетным значениям сопротивления арматуры растяжению R_s , но не более значений, отвечающих деформациям укорочения бетона с учетом длительности действия нагрузки. Для арматуры класса В500 граничные значения сопротивления сжатию принимаются с коэффициентом условий работы, равным 0,9 при кратковременном и 1,0 при длительном действии нагрузок [2].

Следовательно, у арматуры класса В500, по сравнению с арматурой класса А500, значение коэффициента надежности γ_s увеличе-

но на 4,3% и соответственно уменьшено расчетное значение сопротивления арматуры растяжению R_s , значение расчетного сопротивления арматуры сжатия R_{sc} при кратковременном действии нагрузки уменьшено на 10%. Расчетное сопротивление арматуры в состоянии поставки должно гарантироваться с обеспеченностью не менее 0,9985, что для генеральной совокупности при нормальном распределении соответствует условию $R_s \leq \sigma_{T(0,2)} - 3S$, где $\sigma_{T(0,2)}$ – среднее значение предела текучести физического или условного, S – среднеквадратическое отклонение [9].

Рассмотрим возможные причины отмеченных выше различий для арматуры классов В500 и А500.

Известно, что при холодной деформации стали повышаются ее прочностные свойства (σ_B ; $\sigma_{0,2}$) и уменьшаются пластические свойства (относительные удлинения δ_{\max} ; δ_p ; δ_{100}). Степень этого изменения зависит от химического состава и механических свойств исходной катанки (подката), равномерности ее структуры и свойств по длине, от суммарной деформации обжатия катанки при волочении или прокатке. Поэтому арматура класса В500 в силу технологических особенностей производства может иметь не только более низкий уровень пластических свойств, но и повышенную изменчивость характеристик механических свойств.

Снижение пластических свойств арматурной стали при определенных условиях может привести к хрупкому разрушению железобетонной конструкции из-за разрыва арматуры, а также не обеспечивает возможность образования шарниров пластичности и перераспределения усилий в статически неопределимых конструкциях зданий, что особенно важно при аварийных нагрузках. Гарантия надежности для материала, способного разрушиться хрупко, должна быть повышена. Следовательно, возможными причинами увеличения значения коэффициента надежности γ_s для арматуры класса В500 являются повышенная измен-

чивость характеристик механических свойств и пониженный уровень пластических свойств.

Чтобы избежать хрупкого разрушения железобетонных элементов от разрыва арматуры, создать условия для перераспределения усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях и для предотвращения прогрессирующего обрушения зданий, а также для восприятия интенсивных динамических нагрузок, включая сейсмические и аварийные нагрузки, наряду с конструктивными требованиями необходимо обеспечить достаточные пластические свойства арматуры. Определению браковочных значений полных равномерных относительных удлинений (δ_{\max}) для различных видов арматуры посвящен ряд теоретических и экспериментальных работ [12–15]. Рекомендуемые браковочные значения δ_{\max} для ненапрягаемой арматуры изменялись от 2 до 3,5%.

СП 52-101-2003 при расчете железобетонных конструкций по нелинейной деформационной модели рекомендует в расчетной диаграмме состояния (деформирования) арматуры предельные значения относительной деформации принимать равными 2,5% [2]. На практике это означает, что полные относительные деформации арматуры δ_{\max} должны быть не менее 2,5% и гарантироваться с высокой обеспеченностью, сравнимой с уровнем обеспеченности нормативного сопротивления арматуры растяжению.

Для сравнительной оценки нормируемых показателей пластических свойств арматуры особый интерес представляет евростандарт EN10080 в редакции 1999 г., где в зависимости от способа производства арматуру класса прочности 500 МПа подразделяют на две группы, различающиеся браковочными значениями характеристики пластичности стали $\delta_{\max}(Agt)$ и отношения $\sigma_B/\sigma_{0,2}$ или σ_B/σ_T [6]. В группе «А», которая включает холоднодеформированную арматуру диаметром от 4 до 16 мм, $\delta_{\max}(Agt) \geq 2,5\%$ и $\sigma_B/\sigma_{0,2} \geq 1,05$. В группе «В», которая включает горячекатаную и тер-

момеханически упрочненную арматуру диаметром от 6 до 40 мм, $\sigma_{\max}(Agt) \geq 5\%$ и $\sigma_B/\sigma_T \geq 1,08$. Браковочные значения $\sigma_{\max}(Agt)$ и $\sigma_B/\sigma_{0,2}$, σ_B/σ_T гарантируются с обеспеченностью не менее 0,9, в то время как браковочные значения предела текучести $\sigma_{0,2}$ или σ_T – с обеспеченностью не менее 0,95 [6]. При указанных условиях в евростандарте EN 1992-1-1:2003 коэффициент надежности по арматуре для предельных состояний первой группы принят равным $\gamma_s = 1,15$ независимо от способа производства арматуры класса прочности 500 МПа [13].

Таким образом, если холоднодеформированная арматура класса В500 имеет уровень и обеспеченность характеристик прочностных ($\sigma_{0,2}$) и пластических (δ_{\max}) свойств, удовлетворяющие вышеизложенным требованиям, то ее расчетные значения сопротивления растяжению для предельных состояний первой группы могут быть такими же, как у арматуры класса А500. При этом численное значение коэффициента надежности γ_s для арматуры класса В500 должно удовлетворять условию $\gamma_s = [R_{s,n}(p=0,95)]/[R_s(p=0,9985)] \leq 1,15$, где p – заданная обеспеченность или вероятность незанижения в генеральной совокупности нормируемого значения предела текучести стали. Также должно выполняться условие $\sigma_B/\sigma_{0,2} \geq 1,05$, которое является резервом надежности арматуры, обеспечивающим безопасную работу конструкций [9].

По мнению авторов настоящей работы, разные значения номинальных и фактических показателей пластических свойств проволоки Вр-1 по ГОСТ 6727 и холоднодеформированной арматуры класса прочности 500 МПа по СТО АСЧМ 7-93 и действующим ТУ должны быть учтены при назначении коэффициента надежности по арматуре γ_s . Численные значения этого коэффициента и области применения холоднодеформированной арматуры класса В500 следует принимать в зависимости от уровня пластических свойств стали. Предлагается установить три группы требований к холодноде-

Заменяемая арматура классов А400 и А400С						Предлагаемая арматура класса В500 (1-я группа)						$\frac{A_{s1}-A_{s2}}{A_{s1}}$, %
Номинальный диаметр d_n , мм	Номинальная площадь поперечн. сечения A_{s1} , мм ²	Усилие, соответствующее R_{sn1} , кН	Усилие, соответствующее R_{s1} , кН	Нормативное сопротивление R_{sn1} , МПа	Расчетное сопротивление R_{s1} , МПа	Номинальный диаметр d_n , мм	Номинальная площадь поперечн. сечения A_{s2} , мм ²	Усилие, соответствующее R_{sn2} , кН	Усилие, соответствующее R_{s2} , кН	Нормативное сопротивление R_{sn2} , МПа	Расчетное сопротивление R_{s2} , МПа	
												не менее
6	28,3	11,32	10,05	400	355	5,5	23,8	11,9	10,35	500	435	15,9
-	-	-	-	-	-	6	28,3	14,15	12,31	500	435	-
-	-	-	-	-	-	7	38,5	19,25	16,75	500	435	-
8	50,3	20,12	17,86	400	355	7,5	44,2	22,1	19,23	500	435	12,1
-	-	-	-	-	-	8	50,3	25,15	21,88	500	435	-
10	78,5	31,4	27,87	400	355	9	63,6	31,8	27,67	500	435	19,0
-	-	-	-	-	-	10	78,5	39,25	34,15	500	435	-
12	113,1	45,24	40,15	400	355	11	95	47,5	41,32	500	435	16,0
-	-	-	-	-	-	12	113,1	56,55	49,2	500	435	-

формированной арматуре, которые различаются значениями характеристики $\delta_{\max}(Agt)$ пластических свойств стали:

первая группа – при условии $\delta_{\max} \geq 2,5\%$ с обеспеченностью не менее 0,9 арматура класса В500 может применяться с коэффициентом $\gamma_s = 1,15$ в качестве рабочей (расчетной) и конструктивной (нерасчетной) арматуры железобетонных конструкций наряду с арматурой класса А500 и взамен арматуры классов А400 и А400С;

вторая группа – при условии $1,5\% \leq \delta_{\max} < 2,5\%$ с обеспеченностью не менее 0,9 арматура класса В500 может применяться с коэффициентом $\gamma_s = 1,2$ в качестве рабочей и конструктивной арматуры железобетонных конструкций наряду с арматурой классов А500 и А400 (А400С);

третья группа – при условии $1\% \leq \delta_{\max} < 1,5\%$ с обеспеченностью не менее 0,9 арматура класса В500 может применяться только в качестве конструктивной арматуры железобетонных конструкций. Пластические свойства такой арматуры определяются технологическими требованиями при производстве арматурных работ, такая арматура после правки должна без хрупкого излома, трещин и разрывов выдерживать однократный изгиб в холодном состоянии на угол не менее 90° вокруг оправки диаметром $3d_n$, а при наличии сварного соединения – вокруг оправки диаметром $5d_n$, где d_n – номинальный диаметр ис-

пытываемой арматуры. Нижняя граница диапазона изменения δ_{\max} в первом приближении принята равной 1%. В дальнейшем, при необходимости, значение нижней границы может быть откорректировано.

При $\delta_{\max} < 1\%$ сталь не может быть рекомендована для применения в качестве арматуры железобетонных конструкций.

Для рабочей арматуры необходимо соблюдение условий: $\sigma_{0,2} \geq 500$ МПа с обеспеченностью не менее 0,95 и $\sigma_B / \sigma_{0,2} \geq 1,05$ с обеспеченностью не менее 0,9; расчетное значение сопротивления арматуры растяжению $R_s = R_{s,n} / \gamma_s$ должно иметь обеспеченность не менее 0,9985. Для конструктивной арматуры допускается $\sigma_B / \sigma_{0,2} \geq 1,03$ с обеспеченностью не менее 0,9.

Очевидно, что предлагаемое разделение арматуры класса В500 по группам и учет изложенных требований позволит повысить эффективность применения холоднодеформированной арматуры с высоким уровнем прочностных и пластических свойств и обеспечит необходимый уровень надежности железобетонных конструкций с такой арматурой.

В настоящее время в соответствии с предложенной градацией холоднодеформированная арматура класса прочности 500 МПа по СТО АСЧМ 7-93 может быть отнесена к первой и второй группам требований. С учетом фактических свойств арматура класса В500С,

выпускаемая по ранее перечисленным действующим ТУ, может быть отнесена ко всем трем группам, а проволока Вр-1 – к третьей группе требований.

В СТО АСЧМ 7-93 соседние позиции существующего сортамента от 6 до 12 мм сильно отличаются по площади поперечного сечения (на 44-78%), что вынуждает при проектировании принимать существенно большее количество арматуры, чем это требуется по расчету. В действующих ТУ на производство арматуры класса В500С предусмотрено, как правило, расширенный сортамент, у которого по аналогии с евростандартом EN 10080, номинальные диаметры кратны 0,5 мм. Расширение сортамента холоднодеформированной арматуры класса В500 позволяет уменьшить расход конструктивной арматуры и решить задачу взаимозаменяемости арматуры одного класса на арматуру другого класса с учетом всех требований, предъявляемых к рабочей арматуре железобетонных конструкций. В частности, этим условиям отвечает арматура класса В500 первой группы требований. В качестве примера в таблице приведены рекомендации по замене в железобетонных конструкциях (без их перепроектирования) растянутой рабочей арматуры классов А400С и А400 (А-III) на арматуру класса В500, удовлетворяющую требованиям первой группы. Предлагаемая замена, как видно из таблицы, позволяет получить эконо-

мию стали от 12 до 19%. Данные таблицы применимы для железобетонных конструкций, армирование которых определено при расчете по первой группе предельных состояний.

Для сжатой арматуры класса В500 первой группы требований можно рекомендовать расчетные значения сопротивления сжатию R_{sc} равными 435 МПа при длительном действии нагрузки и 400 МПа при кратковременном действии нагрузки. Для арматуры класса В500 второй группы требований – 415 МПа и 360 МПа соответственно.

Снижение у арматуры класса В500 расчетного значения сопротивления сжатию R_{sc} для предельных состояний первой группы обусловлено возможным изменением диаграммы состояния (деформирования) арматуры при ее упрочнении. Уменьшение R_{sc} на 10% равноценно снижению нормативного сопротивления при сжатии арматуры на такую же величину.

В процессе волочения или прокатки катанка подвергается интенсивному поперечному обжатию, происходит пластическое деформирование стали с уменьшением поперечного сечения и удлинением, изменяется диаграмма напряжение-деформация. Усилие растяжения катанки при волочении соответствует, как правило, упругой работе стали и определяется величиной единичного обжатия, получаемого в результате протяжки через одну фильеру (монолитная волока) или калибр (роликовая волока). В противном случае велик риск разрыва стали, снижения производительности технологической линии. Однако не исключена работа стали и в начальной области проявления неупругих деформаций.

Как показали исследования, выбор при растяжении даже незначительной по величине пластической деформации приводит к тому, что диаграмма напряжение-деформация при статическом сжатии отличается от таковой при растяжении [14]. При испытании термомеханически упрочненной арматуры класса А600 диаметром 12 мм (марка стали 28С) на растяжение до напряжения, равного $0,96 \sigma_T$, и

остаточных относительных деформаций, равных 0,04-0,05%, ее предел текучести при сжатии уменьшился примерно на 10%.

К сожалению, до настоящего времени испытания арматуры класса В500 на сжатие не проведены из-за технических сложностей таких испытаний. Поэтому с целью повышения надежности железобетонных элементов с арматурой класса В500 при расчете на сжатие при кратковременном действии нагрузки для предельных состояний первой группы вводится понижающий коэффициент условий работы, равный 0,9. При длительном действии нагрузки вследствие проявления неупругих деформаций бетона (ползучесть, усадка) напряжения в сжатой арматуре могут возрасти до расчетных значений сопротивления арматуры, равных R_s .

В СП 52-101-2003 принцип расчета длины анкеровки арматуры в бетоне принят по аналогии с евро стандартом EN 1992-1-1: 2003 [13]. Основное различие заключается в значениях коэффициентов в расчетных формулах, в частности коэффициента, учитывающего влияние на сцепление с бетоном «вида поверхности» арматуры. В СП 52-101-2003 этот коэффициент принят равным 2,0 для холоднодеформированной арматуры периодического профиля класса В500 и равным 2,5 для горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры периодического профиля, в том числе класса А500 (для арматуры с гладкой поверхностью коэффициент равен 1,5). Пропорционально уменьшению значения рассматриваемого коэффициента возрастает длина анкеровки арматуры в бетоне. В EN 1992-1-1: 2003 для арматуры с периодическим профилем в виде ребер значение коэффициента равно 2,25 независимо от способа изготовления арматуры, а также приведены нормируемые минимальные значения характеристики сцепления f_R – относительной площади смятия поперечных ребер, которые зависят от диаметра арматуры и должны иметь обеспеченность 0,95 [13]. Нормируемые минимальные значения характерис-

тики сцепления f_R приведены в СТО АСЧМ 7-93, в евро стандарте EN 10080-1:1999, в действующих в настоящее время технических условиях на производство холоднодеформированной арматуры класса В500С. Причем в EN 10080-1:1999 для арматуры с периодическим профилем в виде вмятин характеристика сцепления f_R не нормируется.

При разработке СП 52-101-2003 для оценки длины анкеровки в бетоне холоднодеформированной арматуры, по-видимому, были приняты опытные данные по сцеплению с бетоном проволоки Вр-1 по ГОСТ 6727, которая имеет периодический профиль в виде неглубоких вмятин. В ГОСТ 6727 нормируемые параметры периодического профиля проволоки Вр-1 не позволяют расчетом определить значения характеристики сцепления f_R , последняя не нормируется [4]. Поскольку проволоку Вр-1 рекомендуется применять только в сварных арматурных изделиях (сетках, каркасах), ее анкеровка в бетоне надежно обеспечивается за счет сварных соединений арматуры.

Значение характеристики сцепления f_R (критерий Рема), которое определяется расчетом по параметрам периодического профиля, в прямом виде не используется при оценке длины анкеровки арматуры в бетоне. Однако характеристика сцепления является удобным показателем для сравнительной оценки совместной работы с бетоном разных профилей арматуры.

Опыт сертификации продукции отечественных производителей показывает, что применение технологии протяжки катанки через роликовые волоки позволяет получать холоднодеформированную арматуру класса В500С с периодическим профилем, вид и параметры которого, а также значения характеристики f_R сравнимы с соответствующими показателями арматуры по EN10080:1999 [9]. Очевидно, что для холоднодеформированной арматуры класса В500, имеющей периодический профиль в виде ребер и значения характеристики сцепления f_R не меньше нормируемых значений в

EN10080:1999 и EN1992-1-1:2003, можно с достаточной осторожностью принять коэффициент, учитывающий влияние на сцепление с бетоном «вида поверхности» арматуры, равным 2,25. Для проволоки Вр-1 по ГОСТ 6727 значение рассматриваемого коэффициента следует сохранить таким же, как принято в СП 52-101-2003, т.е. равным 2 [2]. По нашему мнению, для горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры с периодическим профилем по СТО АСЧМ 7-93, в том числе класса А500, у которой нормированное минимальное значение характеристики сцепления f_R соответствует евростандарту EN10080: 1999, при расчете длины анкеровки величину коэффициента «вида поверхности», по аналогии с EN1992-1-1: 2003, следует принять равной 2,25.

Таким образом, выполненный анализ требований СП 52-101-2003 к арматуре класса прочности 500 МПа выявил причины различия некоторых расчетных характеристик у арматуры классов А500 и В500 и показал нецелесообразность применения одинаковых значений некоторых расчетных характеристик к проволоке Вр-1 по ГОСТ 6727 и к холоднодеформированной

арматуре В500С по СТО АСЧМ 7-93 и действующим техническим условиям, хотя эти виды арматуры объединены в один класс прочности В500.

Холоднодеформированную арматуру класса В500, имеющую широкий диапазон изменения пластических свойств, предложено разделить на три группы с разными гарантированными уровнями пластических свойств, что повысит эффективность ее применения и обеспечит необходимый уровень надежности железобетонных конструкций.

Библиографический список

1. СТО АСЧМ 7-93 Прокат периодического профиля из арматурной стали. Технические условия, Москва, Ассоциация Черметстандарт, 1993.
2. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры, Москва, ФГУП ЦПП, 2004.
3. ГОСТ 6727-80 Проволока из низкоуглеродистой стали холоднотянутая для армирования железобетонных конструкций. Технические условия, Москва, ЦПК Издательство стандартов, 1998.
4. Мадатян С.А. Арматура железобетонных конструкций, Москва, ООО «Воентехлит», 2000, С.69.
5. Бондаренко В.И., Пахомов А.В. Холоднодеформированная арматура клас-

са В500, - Научные труды 2-й Всероссийской (Международной) конференции по бетону и железобетону, т.5, Москва, ООО «Информполиграф», 2005.

6. pr EN10080 Steel for the reinforcement of concrete – Weldable reinforcing steel. – CEN. 1999.

7. Производство арматурной проволоки холодной прокаткой. Обзор, - Метизы, №01(08), 2005.

8. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций, Москва, Стройиздат, 1978.

9. Мулин Н.М. Стержневая арматура железобетонных конструкций, Москва, Стройиздат, 1974.

10. Михайлов К.В. Проволочная арматура для предварительно напряженного железобетона, Москва, Стройиздат, 1964.

11. Мадатян С.А. К выбору браковочной величины относительного равномерного удлинения для высокопрочной стержневой арматуры, - сборник «Теория железобетона», Москва, Стройиздат, 1972.

12. Жунусов Т.Ж., Беспяев А.А. Работа изгибаемых элементов при импульсивных воздействиях//Бетон и железобетон. – №6. – 1979.

13. prEN1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures-Part 1.1: General rules and rules for buildings. CEN. 2003.

14. Тихонов И.Н. Арматурный прокат для ответственных зданий и сооружений, в том числе проектируемых с учетом аварийных нагрузок и предотвращения прогрессирующего обрушения, - Научные труды 2-й Всероссийской (Международной) конференции по бетону и железобетону, т.5, Москва, ООО «Информполиграф», 2005.

В АНО «Секция «Строительство» Российской инженерной академии» можно приобрести книгу:

«Системные подходы к определению цен и управление стоимостью в строительстве». Справочное пособие с методиками и примерами расчетов. Авторы: академик РИА и МАИЭС, д.т.н., проф. Резниченко В.С. и инженер-экономист Ленинцев Н.Н.

В книге изложены:

- ♦ проблемы ценообразования в строительном комплексе Российской Федерации;
- ♦ организационно-экономические направления снижения стоимости строительства;
- ♦ зарубежный опыт ценообразования в строительстве;
- ♦ порядок разработки сметной документации в современных экономических условиях;
- ♦ содержание и пути совершенствования сметной нормативной базы;
- ♦ методика прогнозной оценки стоимости строительства в текущих ценах;

♦ методики формирования смет с применением ресурсного, ресурсно-индексного и ресурсно-ранжирного методов;

♦ рекомендации по совершенствованию оценки стоимости материальных ресурсов;

♦ рекомендации по совершенствованию оценки стоимости эксплуатации строительных машин и механизмов;

♦ рекомендации по совершенствованию методов оценки оплаты труда рабочих;

♦ рекомендации по оценке затрат на содержание службы заказчика;

♦ программные комплексы по оценке стоимости строительства.

Объем книги – 465 стр., книга издана ограниченным тиражом.

Контактные телефоны: (495) 174-75-67, 174-75-80, 171-43-74

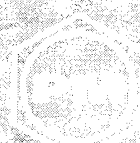
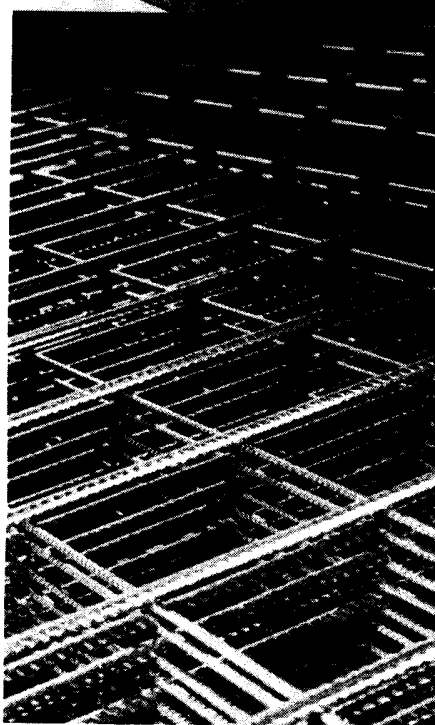
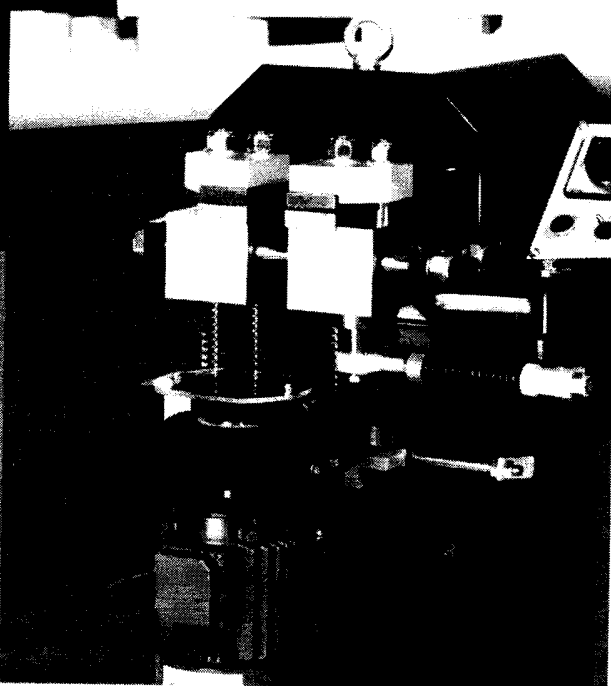
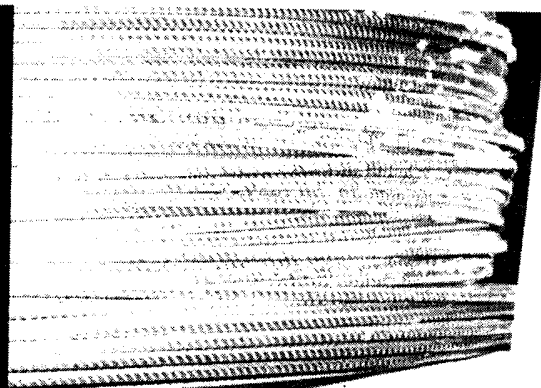


Оборудование
Технология
Финансирование

Производство
арматурного проката
класса 500С 5-12 мм
методом холодного
волочения

Кредитование
при закупках
оборудования
поддерживается
программой
Ассоциации
«РосМетиз»

РОСМЕТИЗ



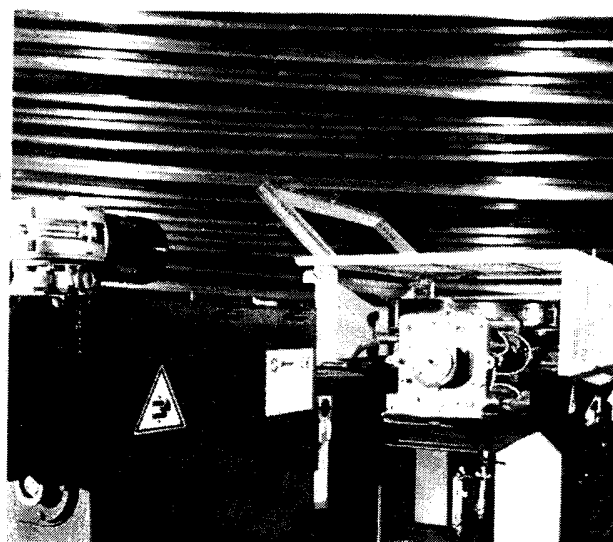
Волочильные станы
Окалиноломатели
Сварочные аппараты
Правильно-отрезные машины
Сеткосварочные автоматы

Программа
«Развития метизного
производства»
Ассоциации «РосМетиз»
при поддержке
Российского финансово-
банковского союза (РФБС)

тел.: (495) 310-74-54;
(495) 310-74-43

E-mail: rm@rosmetiz.ru
www.rosmetiz.ru

Оборудование
рекомендовано
Ассоциацией «РосМетиз»
для использования
в метизном производстве



Б.Д.ТОТУРБИЕВ, академик РИА, д-р техн. наук, проф., А.А.ПОРСУКОВ инж. (Дагестанский государственный технический ун-т)

Корундовый жаростойкий бетон с повышенными эксплуатационными свойствами

Хорошие эксплуатационные огнеупорные свойства жаростойких бетонов в первую очередь определяются в основном повышенным содержанием в них заполнителя при минимально возможном расходе связующего. Однако при получении жаростойких бетонов последний обусловлен объёмным омоноличиванием зёрен заполнителя и поэтому требует повышенного содержания вяжущего и воды затворения, что, в свою очередь, приводит к снижению огнеупорных свойств бетона. Это особенно актуально при использовании огнеупорных заполнителей (корунд, циркон, карбид кремния, магнезит, хромомagneзит и т.д.), высокоогнеупорный ресурс которых полностью не исчерпывается при использовании их в жаростойких бетонах, как при обжиговых огнеупорах. Кроме того, при проектировании составов жаростойких бетонов исходят из того, что чем меньше число компонентов в жаростойком бетоне при прочих равных условиях, чем ближе они по природе и химическому составу, тем меньше число новообразований, различные объёмы которых способствуют образованию микротрещин в структуре конгломератного материала, приводящих к уменьшению его прочности.

Осуществление такого подбора состава жаростойкого бетона позволяет надёжно регулировать физико-химические процессы, происходящие в бетоне при его нагреве, и обеспечить тем самым однородность материала в горячей зоне, что положительно влияет на его эксплуатационные свойства и в первую очередь на термическую стойкость бетона.

В данной статье изложены результаты исследования жаростойкого корундового бетона на корунд-

боксит-силикатнатриевом композиционном вяжущем [1], близким по природе и химическому составу корунду - основному огнеупорному составляющему бетона.

Высокие огнеупорные свойства корундовых огнеупорных изделий, в том числе бетонных, определяются главным образом содержанием в составе оксида Al_2O_3 , который колеблется в широких пределах в зависимости от вида используемого сырья.

Для изготовления корундовых огнеупоров с очень высоким содержанием Al_2O_3 часто применяются шихты специальных составов. С целью уменьшения усадки изделий при обжиге предложено пропитывать их алюминий содержащими солевыми расплавами [2]. Добавка в шихту игольчатых кристаллов муллита заметно повышает термостойкость изделий [3]. Метод, предложенный Шомбати [4], позволяет существенно снизить температуру и длительность обжига корундовых изделий. Технологически интересным методом является изготовление изделий шликерным литьём с введением в состав шликера 10% SiO_2 с целью образования гомогенно распределённых в корундовой матрице кристаллов муллита, а также изготовление β -глиноземистых изделий введением в шликер 7-7.5% Na_2O .

Выбор связующего при изготовлении корундовых огнеупоров также, как и муллитовых, имеет особое значение для качества готовых изделий. Зачастую в шихту дополнительно вводятся пластификаторы, а также используются в качестве связующего фосфаты и полимеры алюминия. Обжигают корундовые огнеупоры при температурах от 1700 до 1850⁰С. Благодаря высокой износоустойчивости и термостойкости корундовые огнеупо-

ры хорошо служат в отдельных конструктивных элементах стекловаренных печей.

В практике тепломонтажных работ жаростойкие бетоны на корундовом заполнителе применяются редко, так как они по своим техническим и огнеупорным характеристикам пока ещё уступают традиционным корундовым огнеупорам. Кроме того, применение высокоалюминатных цементов, используемых для производства таких жаростойких бетонов, ограничивается дефицитностью сырья и фазовыми превращениями при твердении, сопровождающимися снижением прочности цементного камня.

Таким образом, исходя из развития теоретических представлений о вяжущих и огнеупорных свойствах безводного силиката натрия и корундовых огнеупоров, нами была поставлена цель создания высокоогнеупорного корундового жаростойкого бетона с повышенными эксплуатационными свойствами путём применения силикатнатриевого композиционного вяжущего из боксита, близкого по природе и химическому составу корунду (основной огнеупорной составляющей бетона), и увеличения его содержания путём минимизации безводного силиката натрия как легкоплавкого составляющего в нём.

Минимизация связующего предполагалась также путём плотной упаковки зернистых огнеупорных составляющих с контактным омоноличиванием их частицами гидратированного безводного силиката натрия. При этом зёрна тонкодисперсных безводного силиката натрия, боксита и корундового заполнителя формируются в конгломераты, наружный слой которых состоит из мелких частиц силика-

та натрия. Эти конгломераты и обеспечивают контактное омоноличивание бетона, при котором создаются локализованные в пространстве межзерновые клеящие швы [5]. Такая специфическая структура омоноличивания должна позволять, при малом расходе связующего, увеличивать содержание глиноземистого составляющего Al_2O_3 и тем самым достигать повышения эксплуатационных свойств жаростойкого бетона при высоких температурах.

На основании аналитических и экспериментальных расчетов по оптимизации содержания вяжущего и заполнителя по критериям плотности и прочности при сжатии был принят рациональный состав жаростойкого бетона (% по массе): электроплавленный корунд фракции 0,5...0,19 мм – 86; композиционное вяжущее – 14 (совместно молотые до $S_{уд} = 2800 \text{ см}^2/\text{г}$ в % по массе: корунд – 22; боксит – 62; силикат-глыба – 16). Количество воды затворения варьировали от 0,07 до 0,14. Наилучшие свойства бетонной смеси и наиболее высокую прочность имел бетон при $V/T = 0,11-0,12$, т.е. с содержанием воды 11-12%.

Значительный объем экспериментов был выполнен по оптимизации способа и режима приготовления бетонной смеси. Установлено существенное влияние продолжительности перемешивания и степени уплотнения смеси на прочность бетона после его сушки и первого нагрева. Особенно важно обеспечение хорошей гомогенизации бетонной смеси, поскольку неоднородность структуры оказывает существенное влияние на прочностные и термомеханические показатели бетона. В работе испытаны три режима перемешивания бетонной смеси: 1 – загрузка всех компонентов смеси и воды одновременно и перемешивание в течение 4-5 мин; 2 – загрузка всех твердых компонентов одновременно и перемешивание в течение 2-3 мин, затем затворение водой и перемешивание еще в течение 2-3 мин; 3 – загрузка мелкой фракции заполнителя и вяжущего и перемешивание в течение 1-2 мин, затем загрузка остальной части заполнителя и перемешивание в течение

1-2 мин, затворение и перемешивание всей смеси в течение 2-3 мин. Наибольшая прочность образцов бетона соответствует третьему режиму приготовления бетонной смеси. В работе исследовали также влияние различных методов уплотнения смеси на прочность бетона. Использовали три способа уплотнения: вибрирование ($A = 0,2 \text{ мм}$; $v = 50 \text{ Гц}$; $\tau = 2 \text{ мин}$); вибрирование с пригрузом ($A = 0,2 \text{ мм}$; $v = 50 \text{ Гц}$; $P = 0,002 \text{ МПа}$; $\tau = 2 \text{ мин}$) и прессование с $P = 8,0 \text{ МПа}$. Наибольшей прочностью обладал бетон, приготовленный вибрированием с пригрузом.

Выбор рационального режима сушки бетона осуществляли опытным путем на образцах размером $100 \times 100 \times 100 \text{ мм}$. Критерием служила прочность образцов, высушенных при 200°C . Варьировалось время изотермических выдержек при $80-90^\circ\text{C}$ и $180-200^\circ\text{C}$ от 0,5 до 5 ч. На основании опытов был выбран следующий режим: нагрев до $90^\circ\text{C} - 1 \text{ ч}$; изотермическая выдержка при этой температуре 3-4 ч и далее охлаждение со скоростью $20-25^\circ\text{C}$ в ч. Цель такой обработки – обеспечить дальнейшее растворение зёрен силикат-глыбы, что

способствует увеличению клеевых контактов, а затем их упрочнению за счёт обезвоживания системы. При указанном режиме термообработки изделия из жаростойкого бетона имели наибольшую прочность (до 35 МПа).

Таким образом, исследования показали, что прочные клеевые контакты силикатнатриевой композиции могут быть созданы при следующих основных условиях: равномерном распределении тонкоизмельченных частиц силикат-глыбы в порошке огнеупорного минерального составляющего, обводнении этих частиц для образования тончайших клеевых плёнок на контакте их поверхности, уплотнении при формовании образцов, тепловой обработкой с обезвоживанием и твердением системы.

Результаты исследований основных физико-технических характеристик разработанного корундового жаростойкого бетона на корунд-боксит-силикатнатриевом композиционном вяжущем приведены в таблице.

Промышленную проверку результатов лабораторных исследований проводили в существующем экспериментальном цеху по изго-

Наименование показателей	Значение показателей
Огнеупорность, $^\circ\text{C}$	1950
Максимальная температура применения при одностороннем нагреве, $^\circ\text{C}$	1750
Предел прочности при сжатии после сушки при 200°C , МПа	35-40
Предел прочности при сжатии после обжига до максимальной температуры применения, МПа	31-37
Средняя плотность после сушки при 200°C , $\text{т}/\text{м}^3$	2,90-2,95
Открытая пористость после сушки при 200°C , %	18-19
Линейная усадка после обжига до максимальной температуры применения, %	+ 0,25
Температурный коэффициент линейного расширения при непрерывном нагреве $\times 10^{-6} \text{ К}^{-1}$	9,2
Температура начала деформации под нагрузкой 0,2 МПа, $^\circ\text{C}$	1680
Теплопроводность при температуре 1200°C , $\text{Вт}/(\text{м}\cdot\text{К})$	1,32
Термостойкость теплосмены, число водяных теплосмен после термообработки при 1300°C	8-9

товлению жаростойких бетонных блоков ЗАО «Опытное научно-производственное предприятие». Были изготовлены фасонные высокоогнеупорные блоки, которые устанавливались при обмуровке камеры сгорания котлов ТЭЦ с рабочей температурой 1600-1650⁰С. Сушку блоков с учётом масштабного фактора проводили при температуре 20-95⁰С с выдержкой 8 ч.

Результаты испытаний в промышленных условиях показали высокие эксплуатационные свойства корундового жаростойкого бетона на корунд-боксит-силикатнатриевом композиционном вяжущем. Применение этого вида жаростойкого бетона взамен используемого сегодня корундового мелкоштучного огнеупора позволит увеличить межремонтную кампанию тепловых агрегатов в 1,5-2 раза, снизить трудозатраты при ремонте печей и сроки ремонта, существенно уменьшить энергозатраты на единицу футеровочного материала за счёт исключения обжига.

Выводы

1. Высокая огнеупорность корунд-боксит-силикатнатриевого композиционного вяжущего позволила разработать жаростойкий бетон с хорошими эксплуатационными свойствами.

2. На основании аналитических и экспериментальных расчётов по минимизации вяжущего и оптимизации фракционного состава заполнителя, обеспечивающего наибольшую плотность и прочность при сжатии бетона, был принят следующий рациональный состав корундового жаростойкого бетона (% по массе): электроплавненный корунд фракции 0,5-0,19 мм-86, композиционное вяжущее-14.

3. Комплексные физико-механические, dilatометрические и другие исследования, а также изучение поведения изделий и конструкций из разработанного жаростойкого бетона в реальных условиях позволили качественно оценить эффективность их производства и применения.

4. Корундовый жаростойкий бетон на корунд-боксит-силикатнатриевом композиционном вяжущем прошёл проверку в качестве футеровочного огнеупорного материала при обмуровке камеры сгорания котлов ТЭЦ с рабочей температурой 1500-1650⁰С. При этом выявлена высокая эксплуатационная стойкость фасонных изделий из него, межремонтный срок тепловых агрегатов увеличился в 1,5-2 раза.

Библиографический список

1. Тотурбиев Б.Д., Порсуков А.А. Жаростойкое композиционное вяжущее // Бетон и железобетон. – 2006. – № 3. – С. 12.
2. Орлова И.Г., Дегтярёва Л.А., Кайнарский О.А. // Огнеупоры, 40 (1975), № 6. С.39-44.
3. Карпинос Д.М., Грошева В.М., Пилиновский Ю.Л. // Огнеупоры, 38 (1973). С.56-57.
4. Szombatni, Z.: Epitoanyag 22 (1970) Н. 12, S. 477-480.
5. Тотурбиев Б.Д. Строительные материалы на основе силикатнатриевых композиций.-М.: Стройиздат, 1988, С.208.

Г.Н.ПШЕНИЧНЫЙ, канд. техн. наук (Кубанский государственный технологический ун-т)

К вопросу о «саморазрушении» бетона

В последние годы как-то участились случаи разрушения большепролетных железобетонных покрытий зданий с нередкими печальными последствиями. Временной фактор при этом вряд ли играет свою «зловещую роль» – аварийные ситуации имели место и раньше; скорее всего, они будут случаться и впредь. Это будет продолжаться до тех пор, пока исчерпывающе полно не выяснятся причины и механизм этих разрушительных проявлений, что позволит принять соответствующие меры. Разумеется, что в имевших место катастрофах могли быть просчеты проектировщиков, архитекторов, технологов, строителей и других, однако мы хотели бы обратить внимание на аспект, который, как правило, не учитывается, однако при определенном стечении обстоятельств может быть решающим в данной проблеме.

Известно, что в процессе твердения в бетоне возникают собственные внутренние напряжения, временно ослабляющие структуру и снижающие тем самым его прочность. Эта особенность экспериментально подтверждается периодическими спадами пластической прочности твердеющего вяжущего («скочкообразным» (по В.А.Кинду и В.Ф.Журавлеву), «волнообразным» (по И.Н.Ахвердову, В.И.Бабушкину, П.Лонге и др.), «пилообразным» (по Л.А.Малининой, И.Б.Залипаеву) ростом прочности в стадии интенсивного твердения, «самоиспытанием» жестких бетонов (по Ю.А.Саввиной, В.Э.Лейриху), «сбросами» прочности спустя месяцы, годы и даже десятилетия (по С.А.Миронову, Е.Н.Малинскому, Т.Л.Пылаевой и др.). И хотя возможная причина деструкции, связанная с гидратационными процессами, протекаю-

щими в условиях формирующейся или уже сформированной структуры, неоднократно отмечалась исследователями, следует уточнить некоторые стороны вопроса.

Взаимодействие гетерогенной цементной системы имеет стадийный характер, элементарный акт которого осуществляется посредством формирования в межфазной зоне из поверхностных элементов твердой среды, адсорбированных диполей, ионов химических добавок, взвесей коллоидных размеров, микропузырьков растворенных газов и т.п. промежуточного активированного комплекса (неравновесного двойного электрического слоя) с его развитием (генерированием внутренней энергии) и распадом (химизмом процесса) [1], что находится в полном соответствии с фундаментальным положением химической кинетики [2]. Стадийность электрохимического процес-

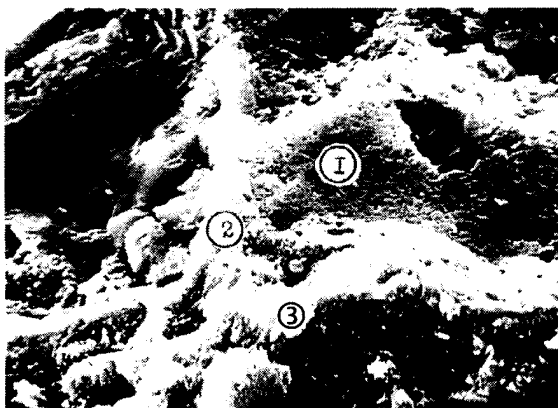


Рис.1. Структура цементного камня –микробетона (3500х)

1 – негидратированная область зерна вяжущего; 2 – гидратная оболочка; 3 – межзерновая пустота

са приводит к послойному накоплению на поверхности цементных зерен под первичной оболочкой гидратных продуктов [3]; учитывая высоко развитую поверхность клинкерных частиц, фронт гидратации по структурным дефектам постепенно перемещается вглубь зерен вяжущего. Послойно накапливающиеся новообразования вызывают раздвижку, растрескивание гидратной оболочки, наглядной иллюстрацией чего может служить приведенный в работе [5] снимок цементного камня, на котором отчетливо просматривается разрушенная преимущественно радиальными трещинами оболочка, экранирующая не полностью гидратированное зерно вяжущего. Контрационные явления и стадийное потребление цементными частицами порций диполей определяют развитие в межзерновых пустотах «движущей силы» структурообразования – вакуума [4], обеспечивающего стяжение, самоорганизацию вяжущей композиции, формирование и упрочнение «микробетона» (по В.Н.Юнгу) – материала, состоящего из частично гидратированных цементных зерен, «склеенных» аморфными гидратными прослойками (рис.1).

Следует отметить принципиальный момент: глубина гидратации частиц вяжущего ничтожна, по сравнению с их исходными размерами. В результате микроскопических исследований [6] установлено, например, что толщина гидратированных каемок минералов цемен-

тного клинкера в возрасте до 5 мес составляет 3...15 мкм; основная же масса клинкерного зерна на протяжении всего срока эксплуатации железобетонной конструкции находится в негидратированном виде (см. рис.1). Последнее обстоятельство весьма неоднозначно. С одной стороны, не полностью гидратированные клинкерные зерна выполняют важнейшую структурообразующую роль «крупного заполнителя» микробетона, определяя прочность, плотность и прочие свойства цементного камня и бетонов (в этом отношении примечательны экспериментальные результаты [7] по оптимизации свойств камня путем использования полидисперсного состава цементного порошка). С другой, – вероятны гидратационные процессы на более поздних этапах, связанные с появлением гидратных продуктов в толще клинкерного зерна, ослаблением структурных связей, снижением свойств микробетона и бетона в целом. При обычных условиях твердения эти деструктивные последствия, как правило, «залечиваются» новыми порциями гидрата (что и выражается в «пилообразном» наборе прочности бетона); в случае же загруженности конструкции протекающее на поздних стадиях электрохимическое взаимодействие компонентов приводит к накоплению структурных дефектов (микротрещин) с очевидным нежелательным итогом.

Таким образом, твердение бетона – одновременное и тесней-

шим образом взаимосвязанное протекание созидательных (структурообразующих) и негативных (деструктивных) процессов. Одной из вероятных причин сбросов прочности (и разрушения) бетона и железобетона является продолжающаяся гидратация цементных зерен в стадии эксплуатации конструкции.

Для проверки этого положения были выполнены специальные опыты, заключающиеся в изготовлении контрольных образцов из различных цементных составов, их твердении в течение 28 сут в различных условиях, нагружении и создании условий для интенсивного протекания гидратационного процесса. Поскольку бетон плохо работает на изгиб и малейшие структурные изменения скажутся прежде всего именно на этом показателе, образцы подвергались изгибающей нагрузке; появляющиеся деструктивные явления, несомненно, должны в итоге отразиться на целостности (несущей способности) образцов.

В качестве вяжущего использовали новороссийский бездобавочный портландцемент М-500. Образцы размером 160х40х10 мм формовали обычным методом из цементного теста с В/Ц=0,23; 0,26 и 0,3, растворной смеси составов 1:2 и 1:3 (песок – кубанский с $M_{кр}=1,0...1,2$) с В/Ц=0,3; 0,4 и 0,6; серию образцов изготавливали из пластифицированных (С-3: 0,2; 0,4 и 0,8 % от массы цемента по сухому веществу) теста (В/Ц=0,26) и растворных смесей (В/Ц=0,4). Аналогичные образцы готовили традиционным способом из растворных смесей указанных составов (с В/Ц=0,6) и естественным твердением на воздухе, в камере стандартных условий, в воде, а также с применением 4...6-кратного циклического вибрирования [1]. В месячном возрасте динамометром определяли прочность образцов при изгибе на специальном стенде (рис.2). При помощи пружин нагружали образцы 50 %-ной нагрузкой от разрушающей (обеспечивали двукратный запас прочности), стенд помещали в холодную пропарочную камеру, включали «мокрые» ТЭНы, производили нагрев воды и подъем температуры среды в камере со

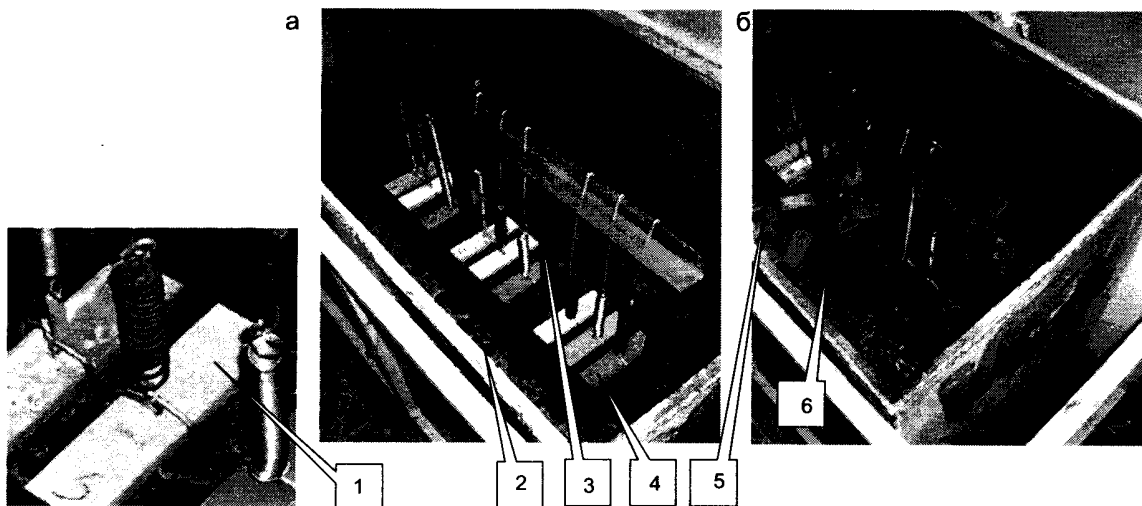


Рис.2. Поведение нагруженных образцов до (а) и после воздействия «активной» влаги (б)

1 – пружина; 2 – пропарочная камера; 3 – рама стенда; 4 – подготовленные к испытанию образцы; 5 – образцы, выдержавшие испытание; 6 – разрушенные образцы

скоростью 15...20 °С/ч (создавали таким образом условия воздействия активированных молекул воды на структуру материала).

Состав, условия твердения и результаты испытания образцов представлены в таблице.

Наиболее «стойкими» оказались образцы, изготовленные из обычного (см. таблицу, составы 1-3) и пластифицированного (10-12) цементного теста. Образцы из растворных бездобавочных (4-9) и пластифицированных (13-18) смесей разрушались с различной интенсивностью. Последние, например, разрушились в течение 1 ч с момента включения электронагревателей (температура среды в камере к этому времени составляла 40...45 °С). Образцы из растворной смеси состава 1:3 с В/Ц=0,4 и содержанием пластифицирующей добавки 0,8% (18) даже не представлялось возможным испытать, поскольку один образец разрушился («самоиспытался») в процессе твердения, оставшиеся – рассыпались от ничтожной нагрузки. Даже циклически виброактивированные образцы (19, 20) не проявили в полной мере должной стойкости (был принят ориентировочный режим уплотнения). Большую роль сыграли влажностные условия твердения образцов: ни твердение в камере стандартных условий (6, 9), ни, тем более, естественное (воз-

душное) твердение (21, 23) не привели к позитивным результатам; только водное твердение (22, 24) обеспечило гарантированную сохранность бетона.

Необходимо отметить достаточно неожиданный факт. Оказалось, что для гидратационного процесса, деструкции и разрушительных последствий не обязателен непосредственный контакт бетона с влажной средой. Образцы (12-15, 19-21, 23) с естественной (равновесной) влажностью тщательно герметизировали полиэтиленовой пленкой, помещали в пропарочную камеру, включали нагреватели и спустя несколько часов прогрева обнаружили практически все (кроме составов 12, 19) разрушенные образцы. Это явление отсутствовало при подобных испытаниях предварительно высушенных до постоянной массы образцов. С достаточной высокой степенью достоверности можно предположить, что наблюдаемая деструкция бетона связана с тепловой активацией находящейся в том или ином количестве в затвердевшем материале адсорбционно связанной воды и последующим ее взаимодействием с клинкерными минералами.

Выполненные исследования позволили сформулировать следующие обобщения и технологические меры для повышения стойкости и надежности работающих на

изгиб бетонных и железобетонных конструкций:

1) разрушение находящегося под изгибающей нагрузкой бетона и железобетона, вызванное гидратационными процессами на поздних этапах, – объективная реальность, которая непременно должна учитываться при проектировании, изготовлении, монтаже и эксплуатации конкретных конструкций и сооружений;

2) предпочтение следует отдавать «жирным» бетонным смесям, с повышенным расходом цемента, оптимальным водосодержанием и ограниченным использованием органических пластификаторов. Последнее обстоятельство обусловлено тем, что разжижающий эффект («раздвижка» заряженных клинкерных частиц) и естественный структурообразующий процесс («стяжение» системы) – малосочетающиеся явления;

3) в технологическом процессе целесообразно применение циклической виброактивации, осуществляемой в процессе твердения в рациональные сроки, обеспечивающей (при оптимизации режима) повышение плотности гидратных оболочек, что (в комплексе с представленными технологическими приемами) снизит вероятность поздних гидратационных актов;

4) необходимо обеспечивать исключительно влажностные усло-

№ сост.	Расход материалов, г				Условия твердения	Результат испытания
	цемент	песок	вода	C-3		
1	500	-	115	-	стандартные	выдержал
2	500	-	130	-	" "	" "
3	500	-	150	-	" "	" "
4	200	400	60	-	" "	разрушился
5	200	400	80	-	" "	выдержал
6	200	400	120	-	" "	разрушился
7	200	600	60	-	" "	" "
8	200	600	80	-	" "	выдержал
9	200	600	120	-	" "	разрушился
10	500	-	130	1,0	" "	выдержал
11	500	-	130	2,0	" "	" "
12	500	-	130	4,0	" "	" "
13	200	400	80	0,4	" "	разрушился
14	200	400	80	0,8	" "	" "
15	200	400	80	1,6	" "	" "
16	200	600	80	0,4	" "	" "
17	200	600	80	0,8	" "	" "
18	200	600	80	1,6	" "	разрушился при твердении
19	200	400	120	-	стандартные, с цикл. вибр.	выдержал
20	200	600	120	-	" "	разрушился
21	200	400	120	-	естественные	" "
22	200	400	120	-	в воде	выдержал
23	200	600	120	-	естественные	разрушился
24	200	600	120	-	в воде	выдержал

вия твердения бетона (оптимальный вариант – твердение в воде). Неубываемое количество воды в межзерновом пространстве цементной системы способствует более полному протеканию гидратации вяжущего, получению предельно плотных «экранных» пленок, сводящих к минимуму вероятность последующего взаимодействия воды с клинкерными минералами;

5) работающие на изгиб большепролетные железобетонные конструкции следует тщательно изолировать от воздействия влаги окружающей среды (путем пропитки, оклейки, окраски, футеровки гидро-, пароизоляционными и т.п. материалами) и повышенных температур (устройства искусственной или естественной вентиляции и, при необходимости, охлаждения);

6) для экспериментальной проверки надежности используемых составов бетонной смеси, применяемых химических и минеральных добавок, активизирующих воздействий, условий твердения бетона и прочих элементов технологического регламента производства бетонных работ может использоваться представленная в настоящей работе методика испытаний.

Библиографический список

1. Пшеничный Г.Н. Электрохимическая схема твердения цемента и «направленное структурообразование» бетона на ее основе // Совершенствование качества строительных материалов (модели, составы, свойства, эксплуатационная стойкость): Международный сборник научных трудов. – Новосибирск, 2004-2005. – С. 61-64.

2. Кузнецова Т.В., Кудряшев И.В., Тимашев В.В. Физическая химия вяжущих материалов. – М.: Высшая школа, 1989. – 384 с.

3. К вопросу о гидратации и твердении цемента // Доклады международной конференции по проблемам ускорения твердения бетона при изготовлении сборных железобетонных конструкций / Ю.С. Малинин, Л.Я. Лопатникова, В.И. Гусева и др. – М.: Стройиздат, 1968. – С. 89-90.

4. Скрамтаев Б.Г., Панфилова Л.И. Исследование влияния вакуума в твердеющих цементах // Труды НИИЦемента. – М.: Промстройиздат, 1949. – Вып. 2.

5. Шейкин А.Е. Структура, прочность и трещиностойкость цементного камня. – М.: Стройиздат, 1974. – 191 с.

6. Торопов Н.А. Химия цементов. – М.: Госстройиздат, 1956. – 272 с.

7. Сычев М.М. Твердение вяжущих веществ. – Л.: Стройиздат, 1974. – 79 с.

В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

Т.А. МУХАМЕДИЕВ, д-р техн. наук, О.И. СТАРЧИКОВА, инж. (НИИЖБ)

Расчет прочности сталежелезобетонных колонн с использованием деформационной модели

С учетом мировой практики строительства, в Москве и других крупных городах России возводится все больше высотных зданий, превышающих 30 этажей. Это во многом объясняется и возросшей у населения потребностью в жилье, и все большим дефицитом городских территорий под строительные площадки, и другими проблемами динамично развивающихся городов. С ростом этажности здания нагрузка на вертикальные

несущие конструкции нижних уровней значительно возрастают. К тому же ситуация усугубляется устройством больших пролетов несущих конструкций каркасных зданий (более 6 м) для обеспечения свободной планировки и повышения универсальности внутреннего объема помещений.

Особенно остро эта проблема касается стержневых вертикальных несущих элементов здания. Колонны

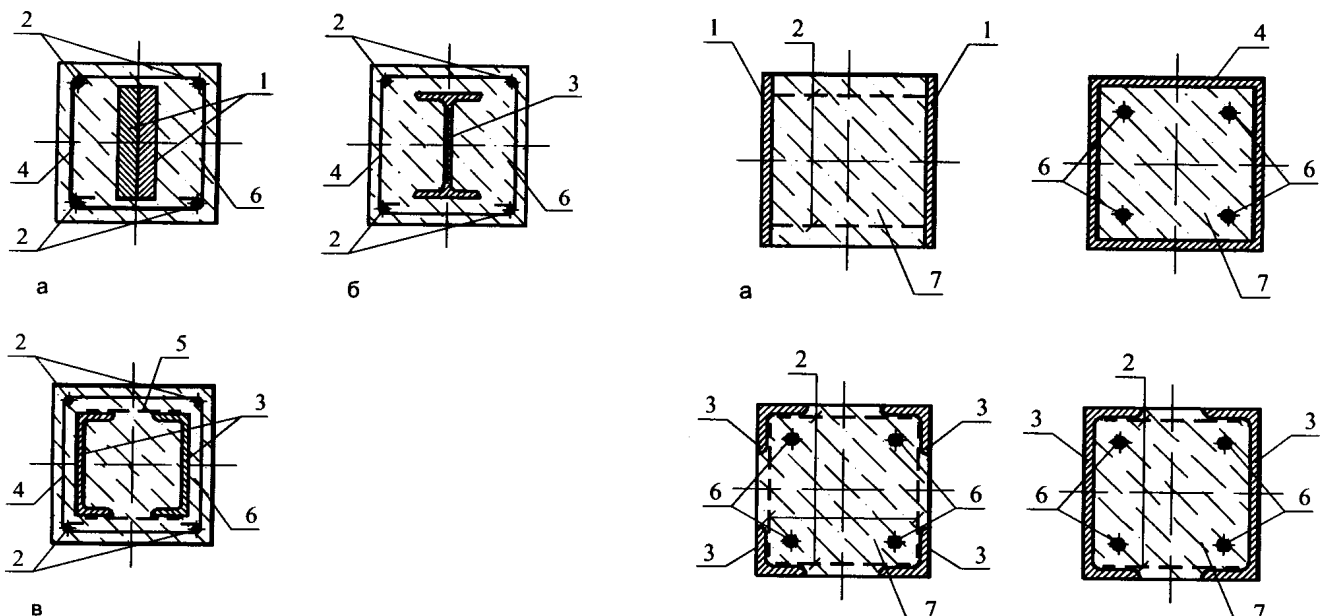


Рис. 1. Поперечные сечения сталежелезобетонных колонн с внутренним расположением жесткой арматуры в сечении

а – внутреннее армирование стальными листами (слябами);
б – внутреннее армирование прокатными швеллерами; 1 – стальной лист; 2 – гибкая арматура; 3 – стальной прокатный элемент (двутавр, швеллер); 4 – поперечные хомуты гибкой арматуры; 5 – арматурный стержень или пластина; 6 – бетон

нижних этажей, воспринимая значительные нагрузки, работают с большими продольными сжимающими усилиями. При применении монолитных железобетонных каркасов зданий для восприятия таких усилий необходимо развивать поперечные сечения колонн нижних уровней (от 1 м и более), что значительно ухудшает объемно-планировочные решения здания. Сокращение размеров поперечного сечения колонн, достаточных для обеспечения их прочности и устойчивости, требует большего насыщения их продольной арматурой, что, в свою очередь, делает невозможным или затруднительным их бетонирование и обеспечение совместной работы арматуры и бетона.

Решить возникшую проблему может применение для высотных зданий сталежелезобетонных колонн. Они представляют собой железобетонную конструкцию, которая включает стальные элементы, расположенные внутри или снаружи тела колонны. Стальные элементы, располагаемые внутри тела колонны (первая группа), выполняются из прямоугольных стальных элементов (слябов) (рис. 1, а) либо из прокатных (рис. 1, б) или сварных стальных профилей (двутавров, швеллеров) (рис. 1, в). Стальные элементы, располагаемые снаружи тела колонны (вторая группа), выполняются из листовой стали (рис. 2, а) или из прокатных или сварных стальных профилей (рис. 2, б) или из стальных труб (трубобетонные колонны) (рис. 2, в).

Использование сплошных стальных элементов взамен дисперсно расположенной стрежневой стальной арматуры позволяет повысить ее несущую

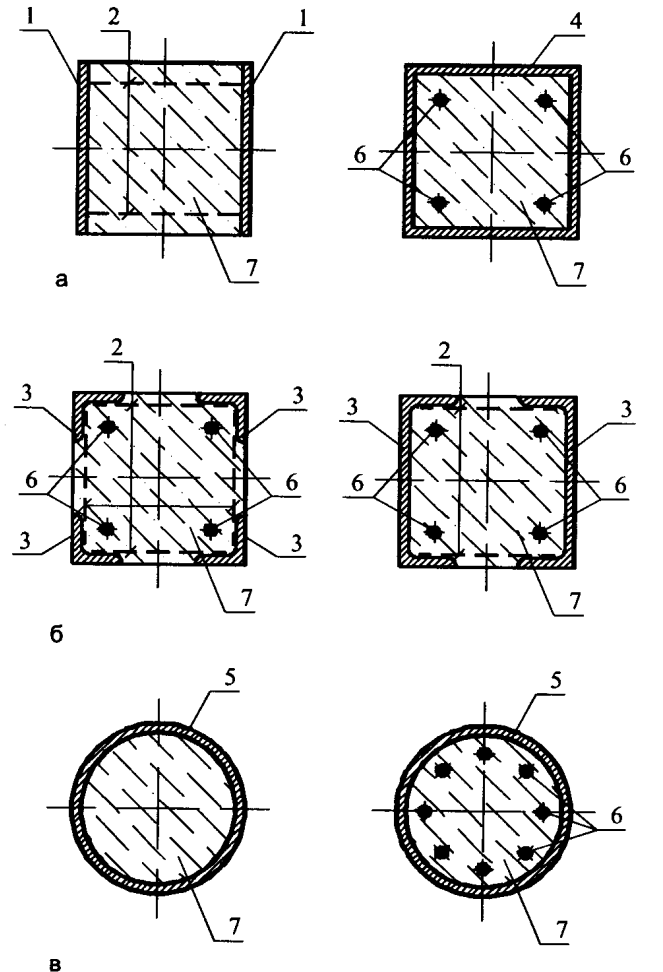


Рис. 2. Поперечные сечения сталежелезобетонных колонн с внешним расположением жесткой арматуры в сечении

а – внешнее армирование стальными листами; *б* – внешнее армирование прокатными уголками и швеллерами; *в* – внешнее армирование стальной трубой; 1 – стальной лист; 2 – арматурный стержень или стальная пластина; 3 – прокатный уголок или прокатный швеллер; 4 – гнутосварной профиль (ГСП); 5 – стальная труба; 6 – гибкая арматура; 7 – бетон

способность при одинаковых габаритах поперечного сечения. Одновременно с этим обеспечивается более высокая технологичность изготовления сталежелезобетонных колонн в результате образования большего свободного пространства для укладки бетона в пределах их же габаритов поперечного сечения колонны.

Эффективность сталежелезобетонных колонн существенно повышается при расположении стальных элементов снаружи колонны, в особенности в виде стальных труб. В трубобетонных колоннах стальная труба играет роль обоймы, препятствующей поперечным деформациям бетона при сжатии, в результате чего бетон в трубе находится в условиях объемного (трехосного) сжатия, что, в свою очередь, приводит к значительному увеличению сопротивления бетона колонны осевому сжатию и повышению несущей способности трубобетонных колонн. Для колонн прямоугольного поперечного сечения с листовыми стальными элементами,

расположенными по контуру сечения, эффект объемного напряженного состояния снижается, однако он тоже может быть учтен в расчете. Другим преимуществом сталежелезобетонных колонн со стальными элементами, расположенными по контуру их поперечного сечения, является то, что эти стальные элементы одновременно играют роль остающейся опалубки.

Безусловно, при применении сталежелезобетонных колонн требуется решение ряда дополнительных задач, связанных прежде всего с обеспечением совместной работы стальных элементов с бетоном, дополнительным армированием стержневой арматурой, обеспечением огнестойкости сталежелезобетонных колонн со стальными элементами, расположенными по контуру поперечного сечения колонны, соединением сталежелезобетонных колонн с плоскими монолитными железобетонными плитами перекрытий и т.д. Тем не менее, представляется очевидным эффективность применения сталежелезобетонных колонн в высотных зданиях и соответственно важным и актуальным проведение соответствующих исследований.

При использовании сталежелезобетонных колонн в каркасах высотных зданий перед проектировщиками встает проблема неудовлетворительного состояния отечественной нормативной базы для расчета и конструирования сталежелезобетонных колонн. Имеется лишь старое "Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой", изданное в 1978 г. Оно основано на методе расчета по предельным усилиям и не учитывает современное развитие теории и методов расчета железобетона, заложенных в новых нормативных документах, а также особенности работы сталежелезобетонных колонн.

В соответствии с новыми методами расчета железобетонных конструкций общая деформационная модель использует полные диаграммы деформирования бетона и арматуры.

Физические соотношения для расчета по деформационной модели нормальных сечений сталежелезобетонных конструкций устанавливаются с учетом следующих положений:

в зонах сечения без трещин соблюдается условие совместности деформаций бетона, стального элемента и арматуры;

распределение относительных деформаций бетона, стального элемента и арматуры по высоте сечения конструкции от рассматриваемых воздействий принимают по линейному закону (гипотеза плоских сечений);

связь между осевыми напряжениями и относительными деформациями бетона, стального элемента и арматуры принимают в виде диаграмм состояния (деформирования) материалов; для бетона, заключенного в обойму из стальных элементов, диаграмма состояния трансформируется с учетом не одноосного напряженного состояния;

сопротивление бетона растянутой зоны при расчете по прочности не учитывается, принимая при деформациях $\epsilon_{bi} \geq 0$ напряжения $\sigma_{bi} = 0$.

Критерием прочности нормальных сечений является достижение деформациями либо сжатого бетона, либо растянутой (сжатой) арматуры или стального элемента их предельных значений.

Переход от эпюры напряжений в бетоне, арматуре и стальном элементе к обобщенным внутренним усилиям производят с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение бетона и стального элемента условно разделяют на малые участки по высоте их сечения. Напряжения в пределах малых участков принимают равномерно распределенными (усредненными).

Расчет по прочности производится из условия, чтобы усилия от расчетных нагрузок не превышали усилий, которые могут быть восприняты сечением бетона, стали и арматуры при достижении предельных значений деформаций в каком-либо из этих материалов.

Уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в нормальном сечении принимают в виде:

$$M_x = \sum_i \sigma_{bi} \cdot A_{bi} \cdot Z_{bxi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot Z_{sxj} + \sum_k \sigma_{rk} \cdot A_{rk} \cdot Z_{rxk} ; \quad (1)$$

$$M_y = \sum_i \sigma_{bi} \cdot A_{bi} \cdot Z_{byi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot Z_{syj} + \sum_k \sigma_{rk} \cdot A_{rk} \cdot Z_{ryk} ; \quad (2)$$

$$N = \sum_i \sigma_{bi} \cdot A_{bi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj} + \sum_k \sigma_{rk} \cdot A_{rk} . \quad (3)$$

При этом сечение сталежелезобетонной колонны рассматривается как набор из i элементарных участков бетона, из j стержней арматуры и из k элементарных участков стальной части конструкции, в пределах которых принимается равномерное распределение напряжений (рис. 3).

В уравнениях (1) – (3):

M_x, M_y - изгибающие моменты от внешней нагрузки относительно располагаемых в пределах поперечного сечения элемента координатных осей (соответственно действующих в плоскостях XOZ и YOZ или параллельно им), определяемые по формулам:

$$M_x = M_{xd} + N \cdot e_x ;$$

$$M_y = M_{yd} + N \cdot e_y ;$$

где M_{xd}, M_{yd} - изгибающие моменты в соответствующих плоскостях от внешней нагрузки, определяемые из статического расчета конструкции; N - продольная сила от внешней нагрузки; e_x, e_y - расстояния от точки приложения силы N до соответствующих выбранных осей; $A_{bi}, Z_{bi}, Z_{byi}, \sigma_{bi}$ - площадь, координаты центра тяжести i -го участка бетона и напряжение на уровне его центра тяжести; $A_{sj}, Z_{sxj}, Z_{syj}, \sigma_{sj}$ - площадь, координаты центра тяжести j -го стержня арматуры и напряжение в нем; $A_{rk}, Z_{rk}, Z_{ryk}, \sigma_{rk}$ - площадь, координаты центра тяжести k -го участка стального элемента и напряжение на уровне его центра тяжести.

Связь между напряжениями и относительными деформациями бетона, арматуры и стали принимается в виде:

$$\sigma_{bi} = E_b \cdot \nu_{bi} \cdot \varepsilon_{bi}; \quad (4)$$

$$\sigma_{sj} = E_{sj} \cdot \nu_{sj} \cdot \varepsilon_{sj}; \quad (5)$$

$$\sigma_{rk} = E_{rk} \cdot \nu_{rk} \cdot \varepsilon_{rk}, \quad (6)$$

где E_b - начальный модуль упругости бетона; E_{sj} - модуль упругости j -го стержня арматуры; E_{rk} - модуль упругости k -го участка стального элемента; ν_{bi} - коэффициент упругости бетона i -го участка; ν_{sj} - коэффициент упругости j -го стержня арматуры; ν_{rk} - коэффициент упругости k -го участка стального элемента; ε_{bi} , ε_{sj} , ε_{rk} - относительные деформации соответственно на уровне центров тяжести i -го участка бетона, j -го стержня арматуры, k -го участка стального элемента, определяемые по гипотезе плоских сечений:

$$\varepsilon_{bi} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r} Z_{bi}; \quad (7)$$

$$\varepsilon_{sj} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r} Z_{sj}; \quad (8)$$

$$\varepsilon_{rk} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r} Z_{rk} + \varepsilon_{rk(1)}; \quad (9)$$

здесь ε_0 - относительная деформация волокна, расположенного на пересечении выбранных осей (в точке 0); $1/r$ - кривизна продольной оси в рассматриваемом поперечном сечении элемента; $\varepsilon_{rk(1)}$ - начальные деформации на рассматриваемых участках стального элемента, возникающие в колонне до затвердения монолитного бетона.

Напряжения на элементарных участках бетона, стали и в арматуре определяют по соответствующим деформациям с использованием диаграмм состояния (деформирования) этих материалов.

Расчет нормальных сечений сталежелезобетонных конструкций по прочности производят из условий:

$$|\varepsilon_{b,max}| \leq |\varepsilon_{b,ult}|; \quad (10)$$

$$|\varepsilon_{s,max}| \leq |\varepsilon_{s,ult}|; \quad (11)$$

$$|\varepsilon_{r,max}| \leq |\varepsilon_{r,ult}|, \quad (12)$$

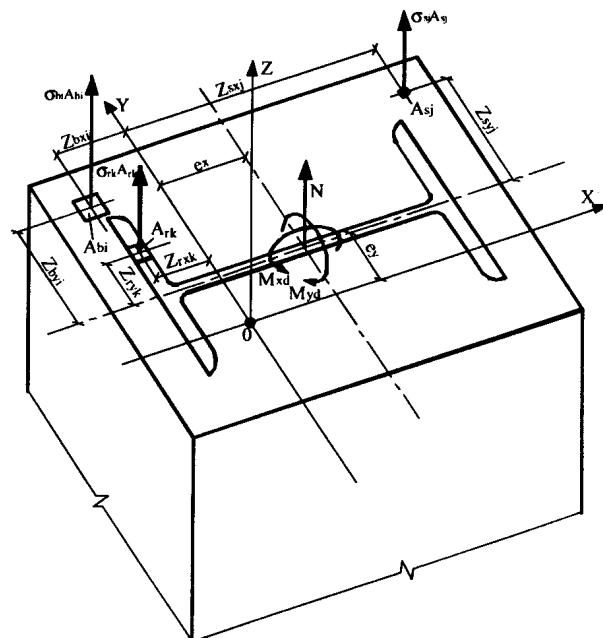


Рис. 3. Расчетная схема нормального сечения сталежелезобетонного элемента

ция наиболее растянутого стержня арматуры от действия внешней нагрузки; $\varepsilon_{r,max}$ - наибольшая относительная деформация стального элемента при растяжении или сжатии от действия внешней нагрузки.

Предельное значение относительной деформации бетона при одноосном сжатии $\varepsilon_{b,ult}$ принимают в зависимости от соотношения краевых деформаций бетона ε_1 и ε_2 по линейной интерполяции от $\varepsilon_{b,ult} = -0,002$ при $\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2} = 1$ до $\varepsilon_{b,ult} = -0,0035$ при $\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2} \leq 0$, где ε_2 - деформация сжатого бетона на наиболее сжатой грани (со знаком "минус").

Предельное значение относительной деформации стального элемента $\varepsilon_{r,ult}$ (при растяжении - для растянутых участков со знаком "плюс", при сжатии - для сжатых участков со знаком "минус") принимают по абсолютному значению равным 0,025, но для сжатых участков не более деформации, отвечающей местной потере устойчивости стального элемента, расположенного на поверхности конструкции.

Предельное значение относительной деформации растянутой арматуры $\varepsilon_{s,ult}$ принимают равным 0,025.

где $\varepsilon_{b,max}$ - наибольшая относительная деформация наиболее сжатого волокна бетона в нормальном сечении конструкции от действия внешней нагрузки; $\varepsilon_{s,max}$ - относительная деформация

Расчет усиленных под нагрузкой железобетонных стержней с коррозионными повреждениями

При разработке проектов по реконструкции, а также при возобновлении работ на объектах, строительство или реконструкция которых были прекращены несколько лет назад, необходимо тщательно учитывать техническое состояние конструкций, находившихся в эксплуатации. Как показывает практика обследований, одной из основных причин снижения несущей способности железобетонных конструкций является влияние агрессивных воздействий окружающей среды. Наиболее неблагоприятным результатом такого воздействия является химическая коррозия железобетона. В настоящее время ее влияние на несущую способность железобетонных конструкций при обследовании оценивается ориентировочно. Поверочный расчет железобетонных конструкций нормирован СНиП 2.03.01-84, в которых отсутствуют главы по расчету железобетонных конструкций с учетом влияния химически агрессивных сред на их несущую способность. Недостаточно развиты также исследования в области усиления железобетонных конструкций, направленные на разработку общих принципов расчета усиления с учетом возраста конструкции, уровня ее напряженного состояния, наличия повреждений и других сведений о ее состоянии.

Предлагается методика определения несущей способности усиленных под нагрузкой железобетонных стержней с коррозионными повреждениями, в основу которой положен подход нелинейной теории железобетона Р.С.Санжаровского.

Рассматривается внецентренно сжатый или изгибаемый железобетонный стержень с шарнирно опертыми концами. В целях упрощения решения принят ряд допущений. Считается справедливой гипотеза плоских сечений. Изогнутая ось стержня с шарнирно опертыми концами аппроксимируется синусоидой. Для определения кривизны используется приближенное выражение. Влияние коррозионной среды на бетон рассматривается как фактор, изменяющий его деформативные и прочностные свойства. Между бетоном, поврежденным коррозионной средой, и нормальным бетоном, не затронутым коррозией, существует граница.

Зависимость между напряжениями и деформациями бетона при кратковременном сжатии принимается в виде полинома пятой степени. Для нормального бетона

$$\sigma_b = A_0 \cdot \varepsilon_b + B_0 \cdot \varepsilon_b^2 + C_0 \cdot \varepsilon_b^3 + D_0 \cdot \varepsilon_b^4 + C_0 \cdot \varepsilon_b^5, \quad (1)$$

для корродирующего бетона

$$\sigma_{bcr}(\tau) = A_{cr}(\tau) \cdot \varepsilon_{bcr} + B_{cr}(\tau) \cdot \varepsilon_{bcr}^2 + C_{cr}(\tau) \cdot \varepsilon_{bcr}^3 + D_{cr}(\tau) \cdot \varepsilon_{bcr}^4 + F_{cr}(\tau) \cdot \varepsilon_{bcr}^5, \quad (2)$$

где A_0, B_0, C_0, D_0, F_0 – коэффициенты В.Н.Байкова; $A_{cr}, B_{cr}, C_{cr}, D_{cr}, F_{cr}$ – коэффициенты, зависящие от времени воздействия коррозионной среды.

Для описания процесса работы бетона при длительном нагружении принимается объединенное уравнение деформаций пластичности и ползучести Р.С.Санжаровского на базе теории старения. В дифференциальной форме это уравнение для нормального бетона имеет вид

$$\dot{\varepsilon}(t) = \frac{\dot{\sigma}(t)}{E_k[\sigma(t), t]} + \left\{ \frac{f[\sigma(t)] - f[\sigma(0)]}{E_k[\sigma(0), 0]} + \frac{f[\sigma(0)]}{E_c[\sigma(0), 0]} \right\} \cdot \varphi(t), \quad (3)$$

где

$$E_c[\sigma(t), t] = E_c[\sigma(t_n)] \cdot [1 - \gamma_1 \cdot e^{-\alpha t}]; \quad (4)$$

$$E_k[\sigma(t), t] = E_k[\sigma(t_n)] \cdot [1 - \gamma_1 \cdot e^{-\alpha t}]. \quad (5)$$

Для бетона, поврежденного коррозией,

$$\dot{\varepsilon}_{cr}(t, \tau) = \frac{\dot{\sigma}_{cr}(t, \tau)}{E_{k,cr}[\sigma_{cr}(t, \tau), t]} + \left\{ \frac{f[\sigma_{cr}(t, \tau)] - f[\sigma_{cr}(0)]}{E_{k,cr}[\sigma_{cr}(0), 0]} + \frac{f[\sigma_{cr}(0)]}{E_{c,cr}[\sigma_{cr}(0), 0]} \right\} \cdot \varphi_{cr}(t) \quad (6)$$

Параметры ползучести в формуле (3) определяются выражениями

$$\varphi(t) = \varphi_\infty \cdot [1 - e^{-\gamma t}]; \quad (7)$$

$$f[\sigma(t)] = \sigma \cdot [1 + (\beta \cdot \sigma)^2]. \quad (8)$$

В формуле (6)

$$\begin{aligned} \varphi_{cr}(t) &= \eta_{cr} \cdot \varphi_\infty \cdot [1 - e^{-\gamma t}] = \\ &= [a_0 + b_0 \cdot K] \cdot \varphi_\infty \cdot [1 - e^{-\gamma t}], \end{aligned} \quad (9)$$

где η_{cr} – коэффициент, учитывающий влияние агрессивной среды на линейную ползучесть бетона; a_0 и b_0 – опытные параметры, зависящие от вида агрессивной среды; K – концентрация среды.

Нелинейная функция напряжений корродирующего бетона определяется выражением

$$f[\sigma_{bcr}(t, \tau)] = \sigma_{bcr}(t, \tau) \cdot \left[1 + \eta_{ncr} \cdot \left(\frac{\sigma_{bcr}(t, \tau)}{R_{bcr}(\tau)} \right)^{m_{ncr}} \right], \quad (10)$$

где η_{ncr}, m_{ncr} – параметры нелинейной ползучести корродирующего бетона,

$$\eta_{ncr} = \frac{45 \cdot k_c^{m_{ncr}}}{R_{bcr}(\tau)}; \quad m_{ncr} = 5 + 0,07 \cdot R_{bcr}(\tau). \quad (11)$$

Связь между напряжениями и деформациями арматурной стали принимается в виде идеализированной диаграммы Прандтля. Считается, что физико-механические характеристики стальной арматуры под влиянием агрессивной среды не изменяются. Коррозия арматуры учитывается уменьшением площади ее рабочего сечения по формуле

$$A_{scr}(\tau_0, \tau) = \frac{\pi}{4} \cdot \left[\frac{d}{2} - \delta_k(\tau - \tau_0) \right]^2, \quad (12)$$

где

$$\delta_k(\tau - \tau_0) = \delta_0 \cdot (1 - e^{-\sigma T}); \quad (13)$$

здесь d – диаметр арматурного стержня по проекту; τ_0 – время до полной нейтрализации защитного слоя бетона агрессивной средой; δ_0, T – опытные константы среды, зависящие от вида среды и арматурной стали.

Принимается допущение, что железобетонный элемент после усиления работает как монолитное целое.

Исследование напряженно-деформированного состояния элемента осуществляется с использованием уравнений равновесия, которые при расчете на внецентренное сжатие имеют вид

$$\begin{cases} P^{BH} = N_H; \\ M^{BH} = N_H \cdot [e_H + f], \end{cases} \quad (14)$$

при расчете на изгиб

$$\begin{cases} P^{BH} = 0; \\ M^{BH} = M_H. \end{cases} \quad (15)$$

Решение проводится в два этапа. На первом этапе исследуется изменение напряженно-деформированного состояния стержня до усиления под воздействием агрессивной внешней среды и нагрузок. На данном этапе расчета главный вектор и главный момент в уравнениях равновесия имеют вид

$$\begin{aligned} P^{BH} &= P_{II}^{BH} = P_{nb}^{BH} + 2 \cdot P_{cr}^{BH} + P_s^{BH}; \\ M^{BH} &= M_{II}^{BH} = M_{nb}^{BH} + 2 \cdot M_{cr}^{BH} + M_s^{BH}. \end{aligned} \quad (16)$$

Члены выражений (16) записываются индивидуально для соответствующей эпюры распределения нормальных напряжений и деформаций в рассматриваемом сечении стержня.

Уравнение движения стержня при внецентренном сжатии имеет вид

$$\begin{cases} \dot{P}_{II}^{BH} = \dot{N}_H; \\ \dot{M}_{II}^{BH} = N_H \cdot k \cdot (\dot{\epsilon}_1 - \dot{\epsilon}_n) + \dot{N}_H \cdot [e_H + k \cdot (\epsilon_1 - \epsilon_n)]. \end{cases} \quad (17)$$

Его получают дифференцированием по времени t системы уравнений равновесия (14). Система (17) с учетом уравнений ползучести (3) и (6) записывается в виде

$$\begin{cases} A_{11} \cdot \dot{\epsilon}_1 + A_{12} \cdot \dot{\epsilon}_n + A_{1i} \cdot \dot{\sigma}_{bi} + \dots + A_{1k} \cdot \dot{\sigma}_{crk} = 0; \\ A_{21} \cdot \dot{\epsilon}_1 + A_{22} \cdot \dot{\epsilon}_n + A_{2j} \cdot \dot{\sigma}_{bj} + \dots + A_{2k} \cdot \dot{\sigma}_{crk} = 0; \\ A_{m1} \cdot \dot{\epsilon}_1 + A_{m2} \cdot \dot{\epsilon}_n + \dots + A_{mi} \cdot \dot{\sigma}_{bi} = C_i; \\ \dots \\ A_{l1} \cdot \dot{\epsilon}_1 + A_{l2} \cdot \dot{\epsilon}_n + \dots + A_{lk} \cdot \dot{\sigma}_{crk} = C_{crk}; \end{cases} \quad (18)$$

$i = 3..n+2; \quad k = n+3..2n+5;$
 $m = 3..n+2; \quad l = m+1..2n+5.$

Система (18) решается на ЭВМ методом Рунге-Кутты. Предельная несущая способность стержня оценивается на каждом этапе интегрирования системы (18) с одновременной проверкой критерия потери устойчивости

$$\delta P_{BH} = 0; \quad \delta M_{BH} = N \cdot \delta f = N \cdot k \cdot (\delta \epsilon_1 + \delta \epsilon_n) \quad (19)$$

и критериев прочности. В качестве последних принимается достижение краевой деформации бетона сжатой зоны своих предельных значений или достижение растянутой арматурой предела текучести.

На втором этапе рассматривается усиленный железобетонный стержень. Значения переменных: напряжений, деформаций, прогиба для среднего сечения стержня при нагрузке, которая будет действовать на стержень в момент усиления, известны из интегрирования системы (18). Усиление элемента осуществляется под нагрузкой, равной 0,6 от разрушающей, полученной для не усиленного элемента. В момент времени t_{yc} производится усиление стержня. Работы, связанные с усилением стержня, к моменту времени $t'_{yc} = t_{yc} + \Delta t$ считаются законченными. В момент времени t'_{yc} стержень догружается дополнительной силой N_d , приложенной с эксцентриситетом e_d . После увеличения внешней нагрузки элементы усиления начинают работать совместно с основным сечением стержня. Эпюры распределения напряжений и деформаций усиленного стержня с коррозионными повреждениями рассматриваются от действия полной нагрузки

$$N_p = N_H + N_d \quad \text{и} \quad M_p = M_H + M_d$$

Использование гипотезы о совместности деформаций для усиленных сечений позволяет записать равенство деформаций от дополнительной нагрузки в элементах усиления и в основном сечении

$$\epsilon_1^d = \epsilon_1^{yc}; \quad \epsilon_n^d = \epsilon_n^{yc}. \quad (20)$$

Для определения прогиба усиленного стержня справедлива формула

$$f_{\Pi} = f_H + k \cdot [(\varepsilon_1 - \varepsilon_1^H) - (\varepsilon_n - \varepsilon_n^H)]. \quad (21)$$

Уравнения равновесия усиленного стержня имеют вид

$$\begin{cases} P^{BH} = N_H + N_D; \\ M^{BH} = N_H \cdot (e_H + f_{\Pi}) + N_D \cdot (e_D + f_{\Pi}). \end{cases} \quad (22)$$

Главный вектор и главный момент в (22) определяются формулами

$$P^{BH} = P_{III}^{BH} = P_{II}^{BH} + 2 \cdot P_{ус}^{BH};$$

$$M^{BH} = M_{III}^{BH} = M_{II}^{BH} + 2 \cdot M_{ус}^{BH}. \quad (23)$$

Уравнение движения усиленного стержня получают дифференцированием по времени t системы (22)

$$\begin{cases} \dot{P}_{III}^{BH} = \dot{N}_H + \dot{N}_D; \\ \dot{M}_{III}^{BH} = k \cdot [N_H + N_D] \cdot (\dot{\varepsilon}_1 - \dot{\varepsilon}_n) + \\ + [\dot{N}_H + \dot{N}_D] \cdot (f_H + k \cdot [(\varepsilon_1 - \varepsilon_1^H) - (\varepsilon_n - \varepsilon_n^H)]). \end{cases} \quad (24)$$

Система дифференциальных уравнений (24) приводится к нормальному виду и решается на ЭВМ методом Рунге-Кутты. В качестве критерия исчерпания несущей способностей усиленного стержня принимается условие критического состояния (19) или одно из условий прочности. В соответствии с разработанным алгоритмом авторами составлен комплекс программ, которые реализованы на ЭВМ.

Ж.С. НУГУЖИНОВ, канд. техн. наук, проф., (г.Караганда, КарГТУ, Казахстан)

Модифицированная расчетная модель железобетонной балочной конструкции

В статье рассмотрено построение расчетной модели железобетонной балки с учетом силы сцепления арматуры и возникновения нормальной трещины в растянутой зоне бетона во времени. Распределение нормальных напряжений в бетоне носит нелинейный характер. Силы сцепления на периметре арматуры определены из двух условий равновесия (блока железобетонной балки и арматуры). Получены расчетные формулы для определения: параметра наложения нейтральной оси; нормальных и касательных напряжений в любой точке поперечного сечения; длины нормальной трещины с учетом релаксации бетона и арматуры.

Выделим двумя нормальными сечениями блок из железобетонной балки (рис. 1).

Левый торец находится на расстоянии l от нормальной трещины. Изгибающие моменты и поперечные силы

на торцах блока заменены нормальными и касательными напряжениями.

Введем следующие обозначения: $z_0 = \alpha \cdot h$ – расстояние от верхнего края до нейтрального слоя балки; $y = \beta \cdot h$ – координата начала нормальной трещины; h_1 – расстояние от сжатого края до центра тяжести арматуры; h, b – высота и ширина поперечного сечения; F_a – площадь сечения арматуры; ρ – количество прутьев (арматуры); E_c – модуль упругости стали (арматуры); E_b – модуль упругости бетона при сжатии; M_l, Q_l – изгибающий момент, поперечная сила; M_n, Q_n – то же самое на правом торце; Z_c – усилие в растянутой арматуре; α_1 – параметр нормальных напряжений ($\alpha_1 = 0$ – линейный закон, $\alpha_1 = 1$ – нелинейный закон); t_b, t_c – время релаксации (бетона, стали); U_s – периметр арматуры.

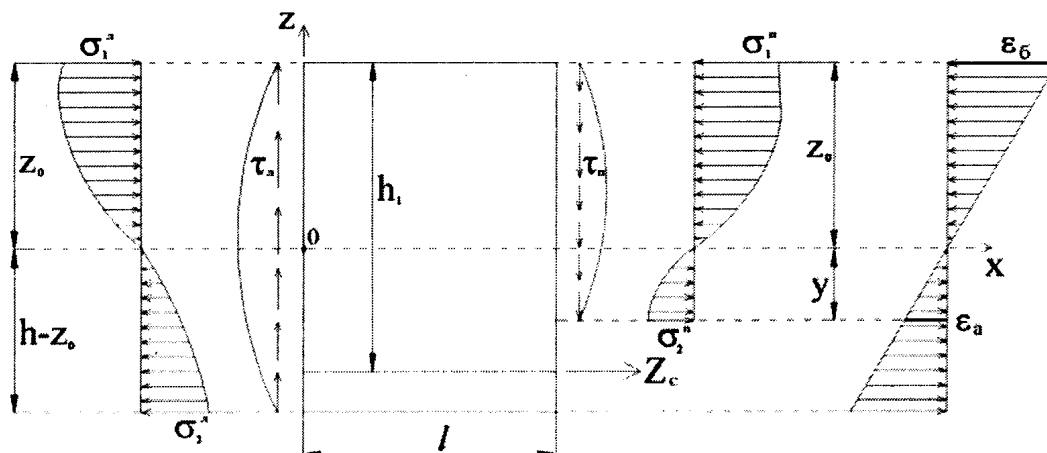


Рис. 1. Блок железобетонной балки

Примем закон изменения нормальных напряжений (см. рис. 1) в виде полинома

$$\sigma(z) = \alpha_0 + \alpha_1 z + \alpha_2 z^2 + \alpha_3 z^3, \quad (1)$$

где $\alpha_0, \alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ – произвольные постоянные, подлежащие определению; z – поперечная координата.

Определив произвольные постоянные из следующих граничных условий

$$z = 0, \quad \sigma(0) = 0; \quad z = z_0, \quad \frac{d\sigma}{dz} = 0;$$

$$z = -y, \quad \frac{d\sigma}{dz} = 0, \quad M = b \int_{-y}^{z_0} \sigma(z) z dz = 0;$$

представим закон изменения напряжений (1) в виде

$$\sigma(z) = \frac{120M}{bh^2} \frac{f(z)}{\varphi(\alpha, \beta)}; \quad (2)$$

$$f(z) = \alpha\beta \frac{z}{h} - \frac{\alpha_1}{2} (\beta - \alpha) \frac{z^2}{h^2} - \frac{\alpha_1}{3} \frac{z^3}{h^3};$$

$$\varphi(\alpha, \beta) = 40\alpha\beta(\alpha^3 + \beta^3) - 15\alpha_1(\beta - \alpha)(\alpha^4 - \beta^4) - 8\alpha_1(\alpha^5 + \beta^5),$$

где M – величина изгибающего момента; $f(z)$ – безразмерная функция распределения нормальных напряжений по высоте сечения; $\varphi(\alpha, \beta)$ – безразмерная функция, зависящая от двух параметров (α – параметр нейтрального слоя; β – параметр координаты нормальной трещины).

По (2) находим значения напряжений (см. рис. 1)

$$\sigma_1^n = \sigma(z_0) = \frac{120M_n}{bh^2} \frac{f(\alpha h)}{\varphi(\alpha, 1-\alpha)},$$

$$\sigma_2^n = \sigma(-(h-z_0)) = \frac{120M_n}{bh^2} \frac{f(-(1-\alpha)h)}{\varphi(\alpha, 1-\alpha)}, \quad (3)$$

$$\sigma_1^n = \sigma(z_0) = \frac{120M_n}{bh^2} \frac{f(\alpha h)}{\varphi(\alpha, \beta)},$$

$$\sigma_2^n = \sigma(-y) = \frac{120M_n}{bh^2} \frac{f(-\beta h)}{\varphi(\alpha, \beta)}.$$

Из линейного закона для деформаций имеем

$$\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_a} = \frac{z_0}{h_1 - z_0}, \quad \varepsilon_a = \left(\frac{h_1}{z_0} - 1 \right) \varepsilon_b. \quad (4)$$

Полагая, что в каждом слое железобетонной балки выполняется закон Гука ($\sigma = E\varepsilon$), определяем напряжения

$$\sigma_b = E_b \varepsilon_b, \quad \sigma_c = \sigma_a = E_c \varepsilon_a. \quad (5)$$

Внося (4) в (5), выразим напряжение в арматуре через напряжения бетона при сжатии

$$\sigma_c = \frac{E_c}{E_b} E_b \left(\frac{h_1}{z_0} - 1 \right) \varepsilon_b = n \left(\frac{h_1}{z_0} - 1 \right) \sigma_b,$$

$$n = \frac{E_c}{E_b}. \quad (6)$$

В свою очередь, напряжение в бетоне при сжатии определяем через изгибающий момент

$$\sigma_b = \frac{120M_n}{bh^2} \frac{f(\alpha h)}{\varphi(\alpha, 1-\alpha)}. \quad (7)$$

Растягивающее усилие в арматуре (см. рис. 1) с учетом (6) и (7) принимает значение

$$Z_c = \rho F_a \sigma_c = \rho F_a \frac{120M_n}{bh^2} \frac{f(\alpha h)}{\varphi(\alpha, 1-\alpha)} n \left(\frac{m}{\alpha} - 1 \right),$$

$$m = \frac{h_1}{h}. \quad (8)$$

Определим результирующие значения напряжений (2)

$$R = b \int_{-y}^{z_0} \sigma(z) dz = \frac{120M}{h} \frac{\psi(\alpha, \beta)}{\varphi(\alpha, \beta)}, \quad (9)$$

$$M_* = b \int_{-y}^{z_0} \sigma(z) z dz = M,$$

$$\psi(\alpha, \beta) = \frac{\alpha\beta}{2} (\alpha^2 - \beta^2) - \frac{\alpha_1}{6} (\beta - \alpha) (\alpha^3 + \beta^3) - \frac{\alpha_1}{12} (\alpha^4 - \beta^4).$$

Равенство $M_* = M$ подтверждает правильность полученных формул.

Учитывая (3), (8) и (9), составим следующие уравнения равновесия для блока (см. рис. 1)

$$1) \sum F_{kx} = 0: \frac{120M_n}{h} \frac{\psi(\alpha, 1-\alpha)}{\varphi(\alpha, 1-\alpha)} - \frac{120M_n}{h} \frac{\psi(\alpha, \beta)}{\varphi(\alpha, \beta)} +$$

$$+ \rho n \frac{F_a}{bh} \frac{120M_n}{h} \frac{f(\alpha h)}{\varphi(\alpha, 1-\alpha)} \left(\frac{m}{\alpha} - 1 \right) = 0;$$

$$2) \sum F_{kz} = 0: Q_n = Q_n;$$

$$Q_n = b \int_{-(h-z_0)}^{z_0} \tau_n dz; \quad Q_n = b \int_{-y}^{z_0} \tau_n dz; \quad (10)$$

$$3) \sum M_0 = 0: M_n - Z_c (h_1 - z_0) - M_n + Q_n l = 0.$$

Из этой системы уравнений (10) вытекают: уравнения для определения параметра положения нейтральной оси (α) при известных значениях параметра (β):

$$\psi(\alpha, 1-\alpha) - \frac{\psi(\alpha, \beta) \varphi(\alpha, 1-\alpha)}{\varphi(\alpha, \beta)} \frac{M_n}{M_n} +$$

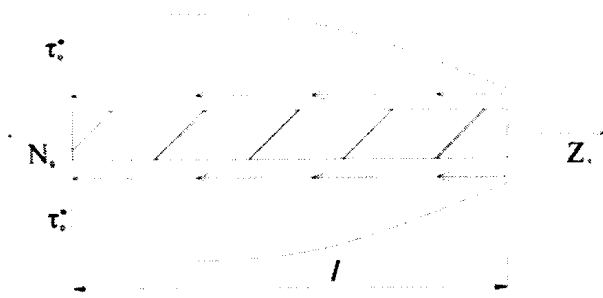


Рис. 2. Равновесие арматуры

$$+ p n \frac{F_a M_n}{b h M_n} f(\alpha h) \left(\frac{m}{\alpha} - 1 \right) = 0; \quad (11)$$

выражение поперечной силы

$$Q_n = Q_n = \frac{M_n}{l} \left[- \left(1 - \frac{M_n}{M_n} \right) + p n \frac{F_a}{b h} \frac{f(\alpha h)}{\varphi(\alpha, 1 - \alpha)} \frac{120 M_n}{\alpha} \left(\frac{m}{\alpha} - 1 \right)^2 \right]. \quad (12)$$

Далее зададим закон изменения касательных напряжений на левом торце (см. рис. 1) в виде полинома

$$\tau_n = b_0 + b_1 z + b_2 z^2. \quad (13)$$

Определив произвольные постоянные из условий
а) $z = z_0, \tau_n = 0$;

$$б) z = -(h - z_0), \tau_n = 0;$$

$$в) b \int_{-(h-z_0)}^{z_0} \tau_n dz = Q = Q_n,$$

представим (13) в таком виде

$$\tau_n = \left[- \left(\alpha + \alpha^2 \right) + (-1 + 2\alpha) \frac{z}{h} - \frac{z^2}{h^2} \right] \frac{6 \cdot Q}{b \cdot h}. \quad (14)$$

При $z = -(h_1 - z_0)$ на основании (14) имеем касательные напряжения, распределенные по периметру арматуры (силы сцепления)

$$\tau_0 = (m - m^2) \frac{6 \cdot Q}{b \cdot h}, \quad (15)$$

где поперечная сила Q определяется по формуле (12).

Выделим одиночную арматуру ($p = 1$) из блока и составим для нее уравнение равновесия (рис. 2)

$$\text{при } \tau = \tau_0^* \cos \left(\frac{\pi x}{2l} \right) \\ - N_0 - U_s \int_0^l \tau(x) dx + Z_c = 0. \quad (16)$$

Определив усилие N_0 с учетом (2)

$$N_0 = F_a \sigma [- (h_1 - z_0)] = F_a \frac{120 M_n}{b h^2} \frac{f[-(h_1 - z_0)]}{\varphi(\alpha, 1 - \alpha)} \quad (17)$$

из (16) с учетом (17) и (8) при ($p = 1$) имеем:

$$\tau_0^* = \frac{\pi}{2 U_s l} F_a \frac{120 M_n}{b h^2} \frac{f(\alpha h)}{\varphi(\alpha, 1 - \alpha)} \times \\ \times \left\{ - \frac{f[-(m - \alpha)h]}{f(\alpha h)} + n \left(\frac{m}{\alpha} - 1 \right) \frac{M_n}{M_n} \right\}. \quad (18)$$

С другой стороны, силы сцепления определяются по (15) с учетом (12)

$$\tau_0 = (m - m^2) \frac{6}{b h} \frac{M_n}{l} m_0,$$

$$m_0 = - \left(1 - \frac{M_n}{M_n} \right) + p n \frac{F_a}{b h} \frac{f(\alpha h)}{\varphi(\alpha, 1 - \alpha)} \frac{120 M_n}{\alpha} \left(\frac{m}{\alpha} - 1 \right)^2 \quad (19)$$

Сопоставляя (18) и (19), заключаем, что при $\tau_0 > \tau_0^*$ на левом торце блока появится новая вертикальная трещина.

Если законы релаксации бетона и стали (арматуры) следующие

$$E_c = E_c^0 \exp \left(- \frac{t}{t_c} \right), \quad E_b = E_b^0 \exp \left(- \frac{t}{t_b} \right), \quad (20)$$

то основной параметр (6) приобретает вид (изменяется по закону времени)

$$n = \frac{E_c}{E_b} = n_0 \exp \left(t \left(\frac{1}{t_b} - \frac{1}{t_c} \right) \right), \quad n_0 = \frac{E_c^0}{E_b^0}. \quad (21)$$

Длина вертикальной трещины определяется по формуле

$$l_0 = h - (z_0 + y) = [1 - \alpha - \beta] h. \quad (22)$$

При $\beta = 1 - \alpha$ $l_0 = 0$, следовательно, трещина не возникает при одинаковых законах нормальных напряжений.

Если арматура находится на нейтральной оси $m = \alpha$, то, по (8), имеем $Z_c = 0$, следовательно, арматура не испытывает усилия.

Алгоритм расчета железобетонной балки на основе предлагаемой модифицированной модели следующий: от внешней нагрузки с учетом собственного веса строится эпюра изгибающих моментов M ;

определяется координата максимального изгибающего момента, где появится первая трещина;

выделяется блок на расстоянии l от трещины и находятся моменты M_n, M_n ;

вычисляется основной параметр по (21) с учетом n_0, t_c, t_b ;

определяется параметр α из решения уравнения (11) при известных значениях параметра β ;

вычисляются усилие (8) и поперечная сила (12);

определяются значения напряжений по формуле (3);

находятся силы сцепления (18) и (19);

проверяется выполнение условия (20);

определяется длина вертикальной трещины (22).

Таким образом, предлагаемая расчетная модель позволяет определить силы сцепления арматуры и прогнозировать появление новой трещины с учетом релаксации бетона и арматуры.

Влияние состава на долговечность мелкозернистых бетонов

Современные методы определения призменной прочности бетона базируются на методике [1], согласно которой прочность на сжатие (класс) назначается в возрасте 28 сут. Однако, как показывают исследования, прочность бетона в конструкции к моменту приложения эксплуатационной нагрузки может значительно отличаться от марочной прочности, определенной по указанной методике. Кроме того, в процессе эксплуатации на конструкции действуют внешние эксплуатационные факторы (температурные воздействия, механические нагрузки).

Исходя из вышеизложенного, представляет интерес исследовать прочностные характеристики мелкозернистых бетонов с позиции термофлуктуационной концепции, согласно которой необходимо время, в течение которого в нагруженном теле протекают процессы, приводящие его к разрушению. Согласно кинетической концепции, долговечность при разрушении и деформации связана с рядом физических констант материала и описывается уравнением [4]

$$\tau = \tau_m \cdot \exp \left[\frac{U_0 - \gamma \cdot \sigma}{R \cdot T} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_m} \right) \right], \quad (1)$$

где τ_m – период колебания кинетических единиц; U_0 – энергия активации; γ – структурно-механический фактор; T_m – предельная температура существования материала; σ – напряжение; T – температура; R – универсальная газовая постоянная; τ – время до разрушения (долговечность).

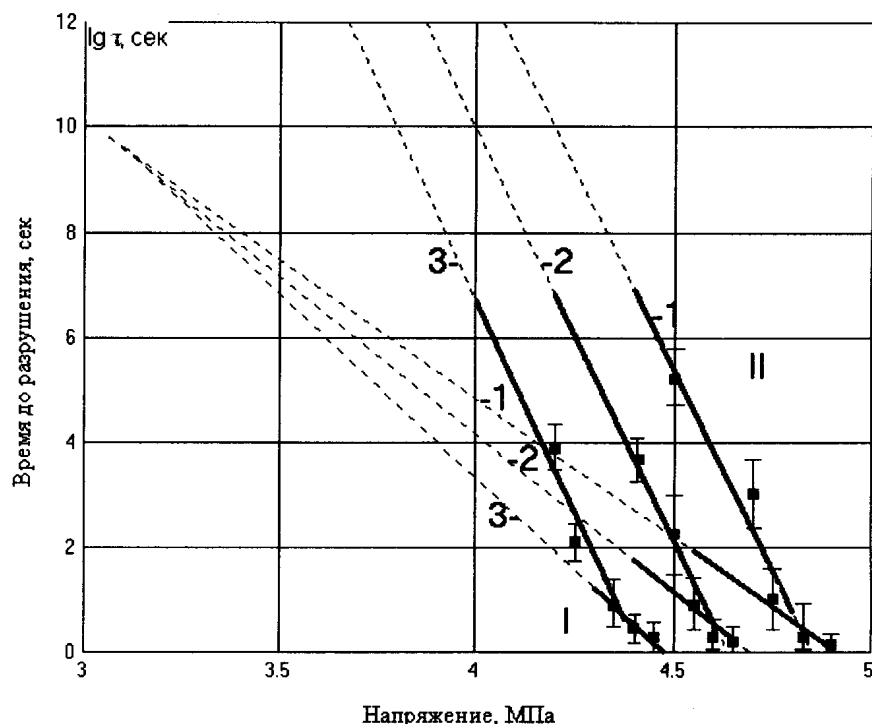
Физические константы находят графоаналитически [4] из перестроенных зависимостей “напряжение – время до разрушения” в полулогарифмических координатах. Кроме того, данная концепция позволяет прогнозировать долговечность материалов в широком диапазоне основных эксплуатационных параметров.

Были проведены длительные испытания мелкозернистого бетона при разрушении поперечным изгибом. Опытные образцы имели форму призмы размером 20x20x120 мм. В качестве вяжущего использовали бездобавочный портландцемент М400 (производства Волгоградской обл.). Образцы твердели в открытых формах при комнатной температуре и атмосферной влажности в течение 50 сут. Испытания проводили в режиме заданных постоянных нагрузок и температур, фиксируя долговечность. Зависимости долговечности мелкозернистого бетона от прикладываемого напряжения при вариации температуры строили в полулогарифмических координатах $\lg \tau - \sigma$ (см. рисунок). Полученные результаты рассматривали с позиций кинетической концепции разрушения твердых тел [3].

Из рисунка видно, что в исследованном интервале напряжений для долговечности можно выделить две характерные области, в пределах которых данные зависимости имеют линейный характер: I – область критических напряжений (соответствующая интервалу напряжений в пределах $\sigma/\sigma_{\text{разр}} = 0,9 \dots 1$ от разрушающей нагрузки), II – зона докритических напряжений (соответствующая меньшим уровням нагрузки). Причем для области I зависимости $\lg \tau - \sigma$ образуют семейство веерообразных прямых, сходящихся в точку (полюс), и могут быть описаны уравнением [4]

$$\tau = \tau_m^* \exp \frac{U_0^* - \gamma^* \sigma}{RT} \left(\frac{T_m^*}{T} - 1 \right),$$

где U_0^* , T_m^* , τ_m^* , γ^* – эмпирические константы материала.



Зависимость долговечности мелкозернистого бетона от напряжения при водоцементном отношении 0,3 и цементнопесчаном отношении 1:1,2

1 – комнатная температура; 2 – 150°C; 3 – 200°C

I – зона критических напряжений; II – зона докритических напряжений

Для области II вид зависимостей изменяется, образуя параллельные прямые. В данном случае справедливо уравнение [4]

$$\tau = \tau_0 \cdot e^{\frac{U}{RT}} e^{-\beta\sigma},$$

где U – энергия активации разрушения; β – структурный коэффициент, τ_0 – эмпирическая константа.

Такой характер зависимостей, по видимому, связан с особенностями работы бетона под нагрузкой: в области высоких напряжений (область I) материал проявляет упругие свойства, при нагрузках меньше критических (область II) происходит частичное перераспределение напряжений за счет сжатой зоны сечения образца. При этом возможны рекомбинации межмолекулярных связей, препятствующие развитию магистральной трещины в теле бетона.

Аналогичный вид зависимостей был получен при испытаниях мелкозернистых бетонов с другими составами: В/Ц=0,4; Ц/П=1:2,4 и В/Ц=0,5; Ц/П=1:3,5. Составы подбирали, исходя из оптимального расплыва конуса и удобоукладываемости [2].

По экспериментальным данным графоаналитическим способом нашли значения эмпирических и физических констант мелкозернистого бетона различных составов при испытаниях на поперечный изгиб, которые приведены в таблице.

Состав композиции	В зоне критических напряжений				В зоне докритических напряжений	
	U_0 , кДж/моль	T_m , К	$\lg \tau_m$	γ , кДж/(моль·МПа)	U , кДж/моль	β , кДж/(моль·МПа)
В/Ц=0,3 Ц/П=1/1,2	-59,06	114,94	9,62	87,01	77,74	76,18
В/Ц=0,4 Ц/П=1/2,4	-29,55	115,74	8,07	87,27	141,5	82,3
В/Ц=0,5 Ц/П=1/3,5	-3,74	135,3	4,61	86,27	133,28	81,83

Поскольку в зоне критических напряжений прямые $\lg \tau - \sigma$ сходятся в “обратный пучок”, то в координатах ($\lg \tau - 10^3/T$, К) полюс находится в зоне отрицательных температур. Константы, входящие в уравнение (1), не имеют физического смысла, а являются эмпирическими.

Из таблицы видно, что в зоне критических напряжений U_0 и τ_m падают с изменением В/Ц и Ц/П, γ постоянна, а T_m – растет. Такое поведение констант позволяет прогнозировать долговечность бетона в этой зоне при изменении В/Ц и Ц/П. В зоне докритических напряжений U и β изменяются экстремально, при этом максимальное значение U/β имеет место при В/Ц=0,4, Ц/П=1/2,4, т.е. при таком составе бетон наиболее долговечен.

Установленные закономерности разрушения мелкозернистых бетонов различного состава и расчи-

танные по экспериментальным результатам величины физических и эмпирических констант позволяют прогнозировать их долговечность по уравнениям (2), (3) в широком диапазоне основных эксплуатационных параметров (нагрузки и температуры).

Библиографический список

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2000.
2. Баженов Ю.М. Технология бетона. Учебное пособие для спец. строительных вузов. 2-е изд., перераб. – М.: Высшая школа, 1987. – 415 с.
3. Кинетическая природа прочности твердых тел / В.Р. Регель, А.И. Слущкер, Э.Е. Томашевский. – М.: Наука, 1974. – 560 с.
4. Ратнер С. Б. Физическая механика пластмасс. Как прогнозируют работоспособность? / С. Б. Ратнер, В. П. Ярцев. – М.: Химия, 1992. – 320 с.

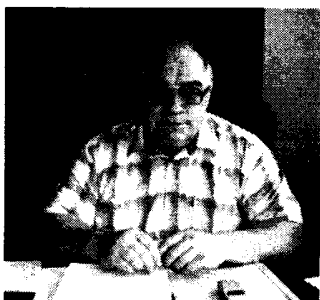
Государственное унитарное предприятие Научно – исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) имеет в свободной продаже литературу, подготовленную ведущими сотрудниками института:

В.Г. Батраков « Модифицированные бетоны. Теория и практика», 1998., об. 486 стр. Изд. 2-ое, переработанное и дополненное. Обобщены результаты исследований автора в области модифицирования бетонов, рассмотрены теоретические основы модифицирования бетонов и свойства модификаторов, дана их классификация, проанализированы принципы и основные области применения модификаторов.

С.А. Мадатян « Арматура железобетонных конструкций», 2000г., об. 256 стр.

В книге рассмотрены классификация, терминология, способы производства и методы испытания обычной и напрягаемой арматуры. Подробно рассмотрены свойства унифицированной свариваемой арматуры класса А500С.

К 60-летию А.С.Семченкова



6 мая 2006 г. исполнилось 60 лет директору НИИЖБ доктору технических наук **Алексею Степановичу Семченкову**, крупному ученому – специалисту в области исследования и проектирования железобетонных несущих и ограждающих конструкций зданий.

В 1968 г. Алексей Степанович закончил Московский автомобильно-дорожный институт по специальности «Мосты и тоннели». В 1974 г. защитил кандидатскую диссертацию в МИСИ на кафедре ЖБК. С 1974 по 2004 гг. работал в институте ЦНИИП реконструкции городов. Под его руководством выполнен ряд важнейших исследований по совершенствованию конструкций типовых серий зданий, внесен значительный профессиональный вклад в проектирование, расчет и испытание плит и ригелей с учетом совместной работы в составе пространственно деформирующихся сборных дисков перекрытий.

Алексей Степанович руководил проектированием и внедрением большепролетных каркасов с сеткой колонн 6x12 м для обычных и сейсмических условий; рамного экспериментального каркаса с сеткой колонн 12x12 м; легкого большепролетного каркаса 6x12 м с минимальной номенклатурой изделий для ЭЖК в г. Горьком; комбинированного каркаса под тяжелые нагрузки до 3 тс/м² для ГлавЛьвовпромстроя, а также с применением плит безопалубочного формования.

Под его руководством и при участии выполнены уникальные исследования натуральных фрагментов дисков перекрытий из многпустотных, ребристых и коробчатых плит в составе пространственно деформирующихся каркасов зданий при действии вертикальных и горизонтальных нагрузок. Полученный богатейший экспериментальный материал лег в основу рекомендаций по проектированию типовых плит ригелей и дисков перекрытий. Были разработаны и внедрены массовые типовые, экономичные ненапрягаемые ригели пролетом до 9 м и пустотные плиты второго поколения с раздвинутыми пуансонами, различными шпоночными соединениями на боковых гранях и облегченным армированием, которые и в настоящее время изготавливаются предприятиями строительной индустрии.

В 1992 г. Алексей Степанович защитил в НИИЖБ докторскую диссертацию на тему «Пространствен-

но деформирующиеся сборные железобетонные диски перекрытий многоэтажных зданий (Экспериментально-теоретические исследования, практические методы расчета и проектирование)». С 1994 г. он работал по совместительству в НИИЖБе, в лаборатории теории железобетона в должности заведующего сектором «Совершенствование железобетонных конструкций и методов расчета», а в 2000 г. стал директором комплексной научно-проектно-строительной организации «КНПСО» в составе Центра по проектированию и строительству жилых и общественных зданий «Поликвартир». За этот период он руководил проектированием и реконструкцией многофункциональных жилых комплексов в Новых Черемушках.

Последние 10 лет юбиляр много занимается теплозащитой зданий и комплексным проектированием наружных стен с учетом их потребительских свойств и совместной работой с пространственной конструктивной системой зданий.

В 2005 г. за комплекс работ в составе творческого коллектива он удостоен звания лауреата премии Правительства Российской Федерации «Разработка и внедрение основ и практических методов строительства и реконструкции городских объектов и комплексов с повышенным качеством жизни населения».

В сентябре 2005 г. Алексей Степанович Семченков назначен директором филиала ФГУП «НИЦ «Строительство» – НИИЖБ. За это время проведена реструктуризация института, выправлена его финансовая ситуация, разработана программа «Наукоемкие конструктивные решения многоэтажных зданий», внедрение которой гарантирует снижение массы зданий, сокращение в 1,3–2 раза материальных, трудовых, энергетических и финансовых затрат на несущие и ограждающие конструкции при сохранении безопасности, увеличении долговечности и улучшении потребительских свойств зданий. По национальной программе «Доступное комфортное жилье» им разработан проект и получен патент на монолитный дом из легких, экономичных, энергоэффективных, экологичных, негорючих и долговечных (ЛЭЭЭНДТ) бетонов «минеральное дерево» с оставляемой опалубкой. Обе работы одобрены и рекомендованы Департаментом науки Москвы для экспериментального строительства.

Алексеем Степановичем Семченковым опубликовано более 150 научных работ, около 30 из них – в журнале «Бетон и железобетон».

Сердечно поздравляем юбиляра и желаем ему здоровья и дальнейших творческих успехов.

В.Г.Батракову — 75 лет



7 июня 2006 г. исполнилось 75 лет со дня рождения давнего члена редколлегии журнала «Бетон и железобетон» **Владимира Григорьевича Батракова**, заведующего лабораторией химических добавок и модифицированных бетонов НИИЖБ.

Американский Биографический институт включил Владимира Григорьевича в изданный в США пятый выпуск «Пятьсот влиятельных лидеров мира». Это отражение того вклада, который внес один из выдающихся ученых России в науку о бетоне, и признание заслуг наиболее авторитетного, эрудированного и цитируемого специалиста столетия.

В.Г.Батраков – почетный член Российской академии архитектуры и строительных наук, почетный член Российской Инженерной Академии, доктор технических наук, профессор, заслуженный деятель науки Российской Федерации, лауреат Государственной премии СССР, лауреат премии Правительства Российской Федерации в области науки и техники.

В.Г.Батраковым детально разработана теория модифицирования бетонов при применении химических добавок различного строения и назначения, пред-

ложены оригинальные методы и принципы получения бетонов с заданными строительно-техническими свойствами. Широко известны его работы в области новых эффективных модификаторов бетонов, прежде всего суперпластификаторов, включая суперпластификатор С-3. На основе научных разработок юбиляра и под его руководством осуществлено крупномасштабное применение модификаторов в строительной практике страны и за рубежом со значительным технико-экономическим эффектом. Среди уникальных объектов строительства – Зейская ГЭС, скульптура «Родина-мать» в Волгограде, комплекс «Москва-Сити». По результатам исследований им опубликовано свыше 300 научных работ, получено около 100 авторских свидетельств на изобретения и патентов СССР и России в области технологии бетонов.

Настольной для многих специалистов стала монография В.Г.Батракова «Модифицированные бетоны. Теория и практика», выдержавшая уже два издания. Сегодня наш коллега работает над новой версией этого замечательного труда, объединившей все последние достижения в области применения химических добавок в современных бетонах.

Пожелаем Владимиру Григорьевичу больших творческих успехов, отличного здоровья, дальнейшего продвижения вперед на славу нашего общего дела.

Всероссийская научно-практическая конференция

Строительное материаловедение – теория и практика

22–24 ноября 2006 г., Москва

Тематика конференции:

- Строительное материаловедение - пути развития
- Теоретические основы строительного материаловедения
- Керамика и силикатные материалы
- Бетоны на органическом и неорганическом связующем
- Наноматериалы и нанотехнологии
- Полимерные строительные материалы и древесные пластики
- Новые строительные материалы для строительства и реконструкции
- Проблемы качества и методы исследования строительных материалов
- Проблемы стойкости строительных материалов
- Экологические проблемы материаловедения в транспортном и гражданском строительстве

Организаторы конференции:

- Открытое акционерное общество «Российские железные дороги»
- Правительство Московской области
- Департамент градостроительной политики, развития и реконструкции города Москвы
- Российская инженерная академия
- Московский государственный университет путей сообщения (МИИТ)
- Институт пути, строительства и сооружений (ИПСС)
- ГУП НИИ Мосстрой

Заявку на участие высылать Оргкомитету:

127994, Москва, ул. Образцова, д. 15, МИИТ, каф. «Строительные материалы и технологии», доц., к.т.н. А.Ю.Гусева
Тел./факс: (495) 684-28-96, 262-61-06 e-mail: gusevgv@mail.ru Web-адрес: www.miiit.ru/conf/smt/main.htm

За сопредседателей Оргкомитета президент Российской инженерной академии, чл.-корр. РАН Б.В.Гусев

ВНИИЖЕЛЕЗОБЕТОН

ПРЕДЛАГАЕТ

ВОДОДИСПЕРСНЫЕ ПЛЁНООБРАЗУЮЩИЕ СОСТАВЫ (ВПС-Д)

ДЛЯ УХОДА ЗА БЕТОНОМ

Составы **ВПС-Д** на основе парафинов разработаны ВНИИЖЕЛЕЗОБЕТОНОМ, СОЮЗДОРНИИ и НПО «СИНТЕЗ ПАВ» при участии АО «ЦЕНТРОДОРСТРОЙ», НИИЖБ, «АЭРОПРОЕКТ», АО «МОСТОЖЕЛЕЗОБЕТОНКОНСТРУКЦИЯ» и др. организаций. Применяются при температурах выше +3°C, образуют за 1...8ч бесцветное или белоснежное паронепроницаемое покрытие. При квалифицированном применении удовлетворяют требованиям американских (ASTM C156, ASTM C309) и британских (BS 8110, BS 7542) стандартов. Рекомендованы Научно-техническим Управлением КОРПОРАЦИИ «ТРАНССТРОЙ» к широкому применению.

НАЗНАЧЕНИЕ

- ♦ Уход за монолитным бетоном автодорог, аэродромов, облицовок каналов, туннелей, мостов, конструкций зданий
- ♦ Защита от обезвоживания сборного железобетона при тепловой обработке, безобогревом твердении, после пропаривания
- ♦ Изготовление морозостойких ($F \geq 600$) сборных дорожных конструкций и коррозионностойких железобетонных труб

СПОСОБ ПРИМЕНЕНИЯ

- ♦ Распыляются на свежееуложенный бетон после отделки его поверхности
- ♦ Наносятся распылением, валиком или кистью на твердеющий бетон сразу после распалубки
- ♦ Наносятся на открытую поверхность пропаренного бетона сразу после извлечения изделия из камеры.
- ♦ Рекомендуемый расход (P) 100...500 г/м² с учётом содержания в составах нелетучих веществ ($M_{не}$) и условий твердения бетона

ПРЕИМУЩЕСТВА

- ♦ Готовые к употреблению светлые нерасплаивающиеся жидкости с условной вязкостью от 15 до 30 с
- ♦ Экологически чистые (заключение НИИ гигиены им. Ф.Ф.Эрисмана №03/ПМ-75 от 09.06.93г.), не горючие, взрывобезопасные
- ♦ Снижают водопотери (ΔW) защищённого бетона до 0,001...0,051 г/см² при допустимых водопотерях менее 0,055 г/см²
- ♦ Предотвращают испарительное охлаждение бетона, гидрофобизируют и кольматируют его поверхность. Создают благоприятные условия для гидратации цемента даже в поверхностном слое бетона и препятствуют образованию трещин.
- ♦ Обеспечивают проектные показатели бетона по прочности и морозостойкости, снижают его водопоглощение (W_n), проницаемость и усадку. Сравнительные показатели бетона после 450 циклов испытания на морозостойкость по второму методу ГОСТ 10060.2-95 (см. таблицу)
- ♦ Обеспечивают экономию энергоресурсов, цемента и сокращение режима тепловой обработки бетона

ХРАНЕНИЕ

- ♦ Гарантийный срок хранения в закрытой таре 1 год. Летние рецептуры не подлежат замораживанию.

ВПС-Д ПРИМЕНЯЛИ

- ♦ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И РЕКОНСТРУКЦИИ взлётно-посадочных полос в аэропортах Домодедово, Шереметьево, Пулково, Борисполь (Киев), Кольцово (Екатеринбург), Челябинск, Братск, Сочи, Сыктывкар, Николаевск-на-Амуре, Элиста. Кубинка; автодорог в Сочи, МКАД-Кашира, МКАД; мостов в Воронеже, Ростове-на-Дону, Москва, Липецке; портовых контейнерных площадок в Санкт-Петербурге; инженерных железобетонных сооружений в «Москва-Сити»
- ♦ ПРИ ВОЗДУШНО-СУХОЙ, КОНДУКТИВНОЙ (В ТЕРМОФОРМАХ), ЭЛЕКТРОИНДУКЦИОННОЙ, ЭЛЕКТРО- И ГЕЛИОТЕРМООБРАБОТКЕ СБОРНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА (см. Бетон и железобетон. 1998. - №2. - с.10)

ГАРАНТИИ КАЧЕСТВА

- ♦ **ВПС-Д** ($M_{не}$ 15...25 %) выпускаются опытно-промышленными партиями (г.Шебекино) по ТУ 21-33-119-92 и ТУ 2241-166-00284807-96 с аттестационным испытанием каждой партии во ВНИИЖЕЛЕЗОБЕТОНЕ и СОЮЗДОРНИИ

ПОСТАВКА

- ♦ Автомобильным и железнодорожным транспортом в цистернах и бочках. Срок поставки 12...15 рабочих дней после оплаты заказа

ОБРАЩАТЬСЯ: 115573 Г. МОСКВА, ОРЕХОВЫЙ БУЛЬВАР, Д.37-1 ОФ.15 ТЕЛ.393-85-38,

396-09-05, 8-916-742-00-89 E-MAIL: TENNONIM2003@RAMBLER.RU

Состав	$M_{не}, \%$	$P, \text{г/м}^2$	$\Delta W, \text{г/см}^2$	$W_n, \text{мас.}\%$	$\Delta m^*, \%$
ВПС-Д	35	200	0,012	0,8	—
ВПС-Д	35	300	0,005	0,5	+0,3
ВПС-Д	25	300	0,030	1,0	+0,2
ВПС-Д	15	500	0,051	1,6	—
Помароль (Литва)	30	300	0,039	3,2	+0,5
Сопсиг WB (Ирландия)	32	300	0,027	2,8	-5,1
Бетон без ухода	—	—	0,290	3,9	разрушился

Примечание: *) изменение массы бетона при испытании

Вышли в свет:

Шилин А.А. Освоение подземного пространства (зарождение и развитие). М.: Издательство Московского государственного горного университета, 2005. – 305 с.: ил.

В представляемой книге рассмотрены история создания подземных и заглубленных объектов различного назначения, особенности конструкций и опыт производства работ, приобретенный человечеством на пути своего доиндустриального развития. Уделено большое внимание формированию гражданской и городской архитектуры различных стран и регионов, объемно-планировочным решениям и конструкциям, условиям

Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. Усиление железобетонных конструкций композиционными материалами. Научное издание. – М.: Стройиздат, 2004 – 144 с. с иллюстрациями.

Впервые в отечественной практике выпущена книга по усилению железобетонных конструкций композиционными материалами нового поколения. Рассмотрены основы проектирования и технология усиления железобетонных конструкций современными композиционными материалами на основе углеродных, арамидных и стекловолокон.

Изложены основные преимущества применения композиционных материалов для усиления железобетонных конструкций по сравнению с другими способами усиления. Даны базовые положения по проектированию усиления изгибаемых же-

Шилин А.А., Зайцев М.В., Золотарев И.А., Ляпидевская О.Б. Гидроизоляция подземных и заглубленных сооружений при строительстве и ремонте: Учеб. пособие. – Тверь: Изд-во «Русская торговая марка», 2003. – 398 с.: 110 ил.

Настоящая книга является единственным в данной области учебным пособием, в котором вопросы гидроизоляции рассматриваются как комплексная проблема защиты подземных и заглубленных зданий и сооружений. Впервые осуществлен системный подход к гидроизоляции, основанный на решении задач по созданию гидроизоляционной мембраны, теплоизоляции, дренажа, вентиляции сооружений.

В книге изложены основы проектирования и создания системы гидроизоляционной защиты сооружений при их строительстве и ремонте, приводятся методики расчета различных систем гидроизоляции, систематизированы и описаны новые материалы, технические и технологические решения по выпол-

и технологии строительства, а также эксплуатации сооружений, общим подходам, выработанным производителями работ при освоении подземного пространства. Изложены общие концепции возведения и использования сооружений, становления и развития их архитектурных форм. Даны различные архитектурные и строительные решения, описаны их особенности и общие черты.

Книга написана популярным языком, насыщена примерами и фактами, богато иллюстрирована. Может быть интересна и полезна широкому кругу читателей.

лестобетонных конструкций по первой и второй группам предельных состояний. Приведена технология усиления различных железобетонных конструкций. Освещены вопросы качества, требования к исходным материалам и условиям проведения работ, а также даны рекомендации по мониторингу усиливаемых конструкций.

Проанализирован зарубежный и отечественный опыт работы по усилению элементов различных сооружений композиционными материалами, в том числе накопленный авторами. Даны примеры усиления различных железобетонных сооружений.

Книга предназначена для специалистов в области проектирования, ремонта и реконструкции зданий и инженерных сооружений.

нению гидроизоляционных работ подземных и заглубленных объектов строительного комплекса. Приведены многочисленные примеры производства работ в различных сооружениях. Пособие иллюстрировано чертежами, схемами, рисунками, позволяющими наглядно представить решение различных технологических задач по гидроизоляции зданий и сооружений.

Уникальность книги состоит в том, что она основана на многолетних научных исследованиях ведущих сотрудников «Триады-Холдинг» и богатейшем опыте фирмы в области строительства и ремонта огромного числа крупных подземных сооружений различного назначения (более 1000!). Таким образом, настоящее пособие представляет собой законченный фундаментальный труд, в котором соединены теоретические основы защиты сооружений от воды и влаги с их практическим решением.

Представляемая книга будет интересна и полезна всем специалистам в области проектирования, строительства, эксплуатации и ремонта зданий и сооружений.

**По вопросу приобретения книг обращаться в ЗАО «Триада-Холдинг»:
123308, г. Москва, пр-т Маршала Жукова, д. 6, стр. 2.
Тел.: (495) 956-15-04; 956-18-52; 234-16-10; E-mail: trhold@comail.ru**

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

Подписано в печать 03.08.06. Формат 60x88^{1/8}. Печать офсетная № 1
Усл.печ.л. 4,0 Заказ № 738

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

E-mail: magbeton@rambler.ru; http://vlib.ustu.ru/beton

Тел. 692-6205, 703-9762

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