

Издается с апреля 1955 г.

Учредители:  
НИИЖБ, ВНИИжелезобетон

---

## СОДЕРЖАНИЕ

### КОНСТРУКЦИИ

- СЕМЧЕНКОВ А.С.* Обоснование регионально-адаптируемой  
индустриальной универсальной строительной  
системы "Радиусс" ..... 2
- КРИШАН А.Л., ГАРЕЕВ М.Ш., САГАДАТОВ А.И.*  
Предварительно обжатые трубобетонные элементы  
кольцевого сечения ..... 7
- ПОЛОЖНОВ В.И., ПОЛОЖНОВ А.В., ТРИФОНОВ В.И.*  
Несущая способность преднапряженных настилов,  
армированных мягкими сталями ..... 11

### БЕТОНЫ

- ЗОТКИН А.Г., САЕНКО П.А.* Прогнозирование прочности  
бетона с суперпластификаторами с учетом эффекта  
объема цементного камня ..... 14

### В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

- ЯГУПОВ Б.А., СТЕПАНОВА В.Ф., БОНДАРЕНКО В.М.*  
К вопросу об усилении железобетонных конструкций ..... 17
- ПАНЬШИН Л.Л., БЕЛИКОВ Н.А.* Расчет колонн монолитных  
многоэтажных зданий по деформированной схеме ..... 21

### БЕЗОПАСНОСТЬ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

- ИВОВИЧ В.А., АРУТЮНЯН М.В.* Снижение воздействия  
вибрационных нагрузок на конструкции зданий ..... 24
- ГАРИБОВ Р.Б.* О прочностном мониторинге железобетонных  
конструкций, эксплуатирующихся в агрессивных средах ..... 28

А.С. СЕМЧЕНКОВ, д-р техн.наук (НИИЖБ)

## ОБОСНОВАНИЕ РЕГИОНАЛЬНО-АДАПТИРУЕМОЙ ИНДУСТРИАЛЬНОЙ УНИВЕРСАЛЬНОЙ СТРОИТЕЛЬНОЙ СИСТЕМЫ "РАДИУСС"

Сборный железобетон начали активно развивать после Второй мировой войны. В 50-60-е годы было разработано много различных конструктивных решений зданий из сборных крупноразмерных элементов. Для зданий высотой 4-5 этажей со стенами из блоков или кирпича целесообразной оказалась конструктивная схема со средней продольной несущей стеной или со средним рядом колонн и ригелей, а для зданий с панельными стенами - схема с поперечными несущими перегородками. Для снижения веса стен, перегородок и перекрытий широко применялись трёхслойные панели размером на комнату из тонкостенных ребристых плит-скорлуп с тепло- и звукоизоляционным слоем. Виброштампованные панели перекрытий армировались предварительно напряженной непрерывной высокопрочной проволокой (рис. 1). В вибропрокатных панелях-скорлупах толщина полок была уменьшена до 15-25 мм, а размер ячеек - до 300x300 мм. Расход стали в плитах составлял 2,5-3 кг/м<sup>2</sup> [1], а приведенная толщина бетона в стенах и плитах - 5-7 см/м<sup>2</sup>. Вес зданий составлял 700-1200 кг/м<sup>2</sup>. Впоследствии сборные каркасные системы у нас стали применять в основном для общественных зданий [2], а для жилья - крупнопанельные, но уже с толстостенными сплошного сечения стенами и плитами с обычной ненапрягаемой арматурой со значительно возросшими показателями расхода бетона и стали.

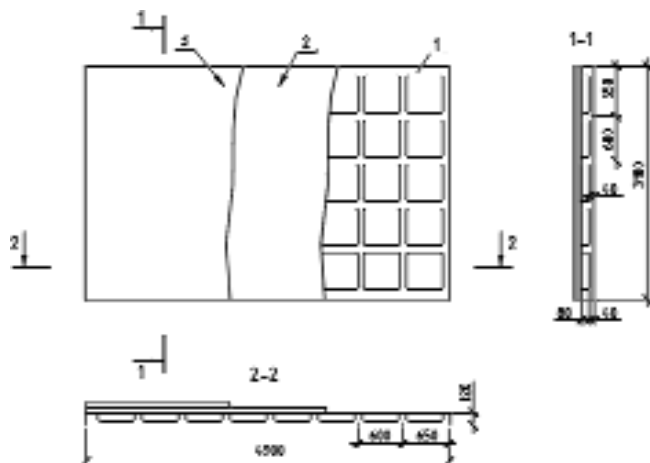


Рис. 1. Комплексная панель перекрытия

1 - виброштампованная несущая плита; 2 - звукоизоляция;  
3 - плита пола

За рубежом было разработано много сборных каркасных систем со сложными плоскими и даже

пространственными рамами заводского изготовления [3]. Но даже простые Т-образные колонны не получили широкого применения из-за трудностей при промышленном изготовлении. Каркасные системы стали развиваться в направлении упрощения опалубки конструкции и увеличения их длины и ширины. Это, благодаря снижению количества стыков сборных конструкций, повышает надёжность и заводскую готовность каркасных строительных систем. Предельные габариты конструкций ограничиваются возможностями транспортных средств, особенностями заводской и монтажной технологий.

Тонкостенные многопустотные плиты шириной 2,4-3,6 м с овальными пустотами на комнату хотя и были введены в типовые серии, но так и не получили применения из-за проблем при изготовлении (обрушение свода пустот и рост парка форм) и транспортировке, а также из-за отсутствия необходимой прочности в поперечном направлении. Основными стали круглопустотные плиты шириной 1,2 и 1,5 м. Наружные однослойные стены на комнату применяют не только в жилых, но и в наиболее массовых общественных зданиях, а диафрагмы жёсткости с простыми в изготовлении плоскими платформенными стыками заменили трудоёмкими с омоноличиваемыми арматурными выпусками [2].

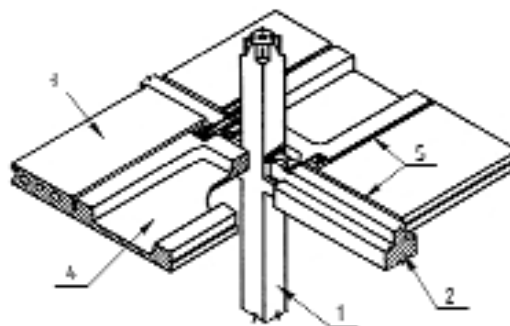


Рис. 2. Общий вид усовершенствованного каркаса ИИ-04

1 - колонна; 2 - ригель; 3 - круглопустотная плита; 4 - сантехническая связевая плита; 5 - омоноличенные расчётные швы

Длинные неразрезные ригели больше не применяют, а многоэтажные колонны сечением 40x40 см вместе с однопролётными ригелями высотой 40 см и с нижними полками 25x40 см для опирания пустотных и ребристых сантехнических плит высотой 22 см (рис. 2) вошли в состав Московского связевого карка-

са, унифицированного связевого каркаса серии ИИ-04 (ЦНИИЭП ТБЗ и ТК) и сейсмостойкого рамно-связевого каркаса ИИС-04 (ТбилЗНИИЭП) с теми же габаритами изделий, что и в связевых. Каркасы предназначались в основном для общественных зданий, поскольку жилье строилось с применением различных панельных серий. В связи со значительным снижением нагрузок (до 1600 кг/м<sup>2</sup>) в 70% промышленных зданий вместо ИИ-04 был разработан межвидовой связевой каркас серии 1.020-1/83. При этом выступающая вниз полка ригелей была уширена с 40 до 55 см, что ещё более затруднило применение серии для строительства жилья.

Во Франции был разработан сборно-монолитный сейсмостойкий каркас "Сарет" с применением многоэтажных колонн, ригелей и сборно-монолитных перекрытий. В России этот каркас впервые был освоен в Чебоксарах, и теперь здания с его применением построены более чем в сорока городах страны. Стыковка колонн сечением от 200х200 до 200х600 мм и от 250х250 до 400х400 мм осуществляется с помощью штепсельного стыка с четырьмя угловыми стержнями и специальных клеевых составов.

Ригели изготавливаются различной длины с сечением рёбер от 200х200 мм и более. В качестве продольной напрягаемой арматуры применяют высокопрочные канаты класса К-7 или стержневую арматуру класса Ат-800. Сборная опалубка ригелей является рёбрами сборно-монолитного перекрытия, с которым сопрягаются выпуски арматуры, поэтому расчётным сечением ригеля является тавр с перекрытием в качестве полки.

Перекрытие состоит из сборных плит-опалубок толщиной 60 мм с продольной предварительно напряжённой проволокой Вр-2 диаметром 5 мм и монолитного армированного слоя толщиной 60 мм, укладываемого сверху. Сцепление слоёв осуществляется благодаря верхней шероховатой поверхности плит-опалубок, выполняемой на заводе путем обнажения крупного заполнителя.

Для придания жёсткости рамному узлу ригеля с колонной по торцам ригелей оставлены открытые вверх каналы, в колоннах предусматриваются участки с открытой арматурой, усиленной крестовыми арматурными связями, и пропуск дополнительных горизонтальных стержней. Жёсткость диска перекрытия обеспечивается путем укладки арматурных сеток на стыках плит-опалубок и над ригелями. При бетонировании верхнего монолитного слоя перекрытия плита-опалубка и ригели подпираются системой инвентарных опор.

Недостатками каркаса "Сарет" являются большой расход монолитного бетона и сложные металлоемкие монолитные стыки колонн с ригелями в условиях холодного климата России, а также выступающие вниз ригели. Последние выполняют хотя и с более узкой полкой, чем в типовых сборных каркасах, но тем не менее они достаточно сложные и трудоемкие в изготовлении из-за создания преднапряжения,

большого количества гнутых выступающих хомутов и устройства каналов в торцах.

Эти недостатки отсутствуют в сейсмостойком югославском каркасе ИМС [3], применяемом сейчас во многих странах. Совместная работа элементов заводского изготовления обеспечивается за счёт натяжения канатов в двух направлениях. По мнению специалистов, система ИМС является наиболее изящным изобретением XX века в области строительных конструкций. В состав системы входит минимальное количество сборных элементов (колонны, плиты перекрытий и бортовые балки), объединение которых не требует закладных деталей и сварочных работ. Соединяющие преднапрягаемые канаты протягиваются через круглые отверстия в колоннах, через плиты перекрытий и балки, а также через пространство между соседними ячейками перекрытий (рис. 3). Положение канатов по длине может быть любое. Канаты натягиваются сразу после омоноличивания и схватывания бетона в стыках колонн и подрезанных углов плит. После натяжения канатов и обжатия ячеек все каналы в перекрытиях между плитами и балками заполняются бетоном, а круглые отверстия в колоннах инъецируются. Сборные диафрагмы устанавливаются в осях между колоннами. Монолитные диафрагмы применяются только в нижних этажах высоких зданий в высокосейсмических районах.

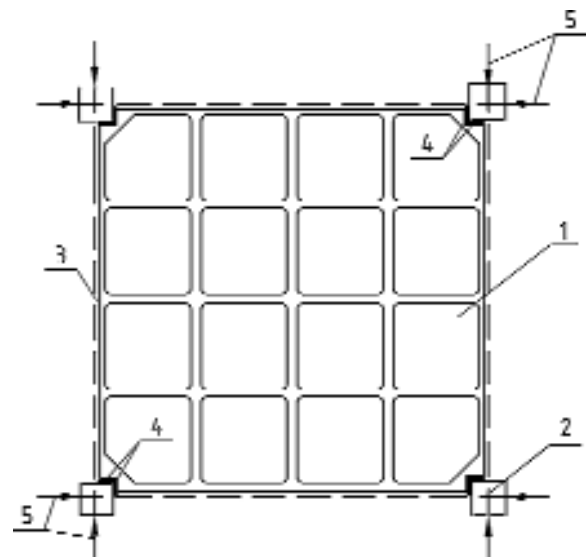


Рис. 3. Ячейка перекрытия каркаса ИМС (вид снизу)

1 - тонкостенная плита; 2 - многоэтажная колонна; 3 - напрягаемая арматура; 4 - обжимаемый монолитный раствор; 5 - усилия обжатия ячейки

Максимальные размеры ячеек перекрытий 4,8х4,8; 3,6х7,2; 6,0х7,2 и 7,2х7,2 м. Они собираются соответственно из одной квадратной и одной прямоугольной плит, двух (3х7,2 или 3,6х6 м) и трёх (2,4х7,2 м) прямоугольных плит. Крупноразмерные плиты делаются ребристыми в виде кессонных скорлуп с ребрами вниз. Если требуется, то отдельно изготавливается железобетонный потолок (в виде тонкой пластины толщиной 4 см) размером на панель и кре-

пится к ней снизу. Для пропуска инженерных сетей, сборных лестниц и лифтовых шахт специально изготавливаются плиты с соответствующими проемами. Консольные перекрытия по фасаду зданий имеют вылет до 3 м в зависимости от шагов колонн и нагрузки. Колонны обычно трехэтажные квадратного сечения, размером от 25 до 60 см. Они стыкуются с помощью перепуска арматуры и накладок между выпусками из колонн и последующего обетонирования стыков.

Система ИМС положена в основу каркасов серии 1.120.1-1с, разработанного ТбилЗНИИЭПом с участием НИИЖБа, и БРК, разработанного НИИЖБом.

Недостатками системы ИМС являются специальные широкие ребристые панели перекрытий, требующие дорогостоящих металлических опалубочных форм и значительных дополнительных производственных площадей.

Этот недостаток отсутствует в каркасе "Сочи", разработанном в СССР в 1962 г. ЦНИИЭПом при участии НИИЖБа [4]. В каркасе применены широко изготавливаемые на заводах типовые круглопустотные плиты, между торцами которых в пределах толщины плиты делают монолитные железобетонные главные балки (ригели), а в колоннах квадратного, прямоугольного или круглого сечений на уровне перекрытий для пропуска арматуры монолитного ригеля должны быть незабетонированные участки или отверстия в бетоне. По длинным сторонам панелей также оставляются зазоры, в которых образуются монолитные балки, предназначенные для превращения сборных однопролетных панелей в неразрезную балочную плиту (рис. 4). Эти же балки служат шпонками для включения панелей в совместную работу на изгиб главной балки (ригеля). При соответствующем армировании эти балки могут служить и для усиления панелей в пролете, и содержать арматуру, необходимую для передачи сейсмических усилий на устои (диафрагмы жёсткости здания). Пролёт монолитных ненапрягаемых несущих ригелей принят равным 3-7,2 м и лимитируется длиной многопустотных плит высотой 22 см, а также нагрузкой.

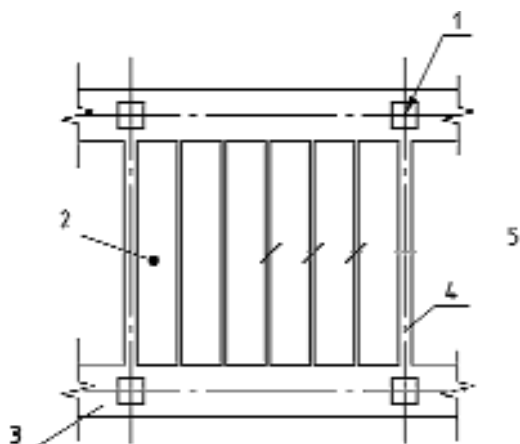


Рис. 4. Фрагмент перекрытия "Сочи"

1, 2 - сборная колонна и круглопустотная плита; 3, 4, 5 - монолитный ригель, связевая балка и прогон

Испытания образцов фрагментов сборно-монолитного перекрытия типа "Сочи" подтвердили совместную работу сборной и монолитной частей перекрытий. Диски перекрытий явились надежными конструкциями для передачи горизонтальных нагрузок на устои (диафрагмы жесткости здания). Каркас позволяет унифицировать жилые и 80% общественных зданий, к которым относятся дошкольные, школьные, административные и бытовые здания, больницы, гостиницы и библиотеки, большинство зданий предприятий торговли и питания, а также здания гаражей, автостоянок, складов и некоторых многоэтажных промышленных зданий.

Недостатками каркаса "Сочи" являются большой объём монолитного бетона и ненапрягаемой арматуры в ригелях, балках и прогонах перекрытий; трудоемкая съемная опалубка для монтажа плит и бетонирования монолитных участков перекрытий; проёмы в колоннах, снижающие прочность ответственных элементов из-за усадки монолитного бетона, недостаточного его уплотнения и сложности контроля качества.

В Болгарии в 70-е годы была разработана сборная каркасная система "РСТ" [3] с преднапряжёнными перекрытиями из широких пустотных плит высотой 24 см и одно-, многоэтажными колоннами сечением 40x40 см (рис. 5). Размеры ячеек в обоих направлениях - от 2,4 до 7,2 м с модульным шагом 1,2 м. Пространственная жёсткость несущей системы обеспечивается путём натяжения главных канатов в двух направлениях вдоль осей колонн и создания рамности. Для пропуска этих канатов в колоннах на уровне перекрытий и в плитах оставляются каналы. Дополнительные второстепенные канаты располагаются также в обоих направлениях и проходят через каналы в плитах. Канаты заанкериваются по контуру перекрытия в специальных элементах. Натяжение канатов осуществляется в два этапа, после чего каналы инъецируют цементным раствором. Система РСТ предназначена для строительства жилых, общественных и административных зданий высотой до девяти этажей в районах с сейсмичностью 9 баллов.

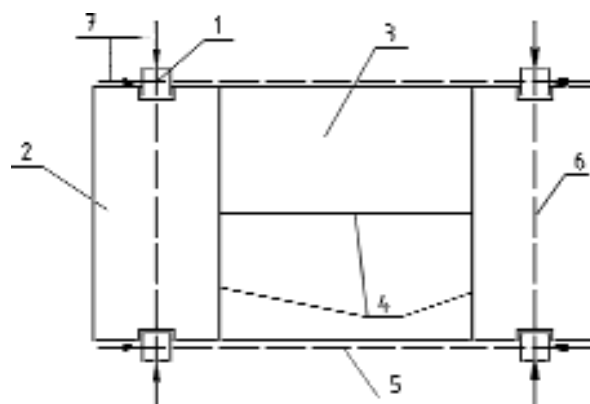


Рис. 5. Фрагмент каркаса РСТ

1 - колонна; 2 и 3 - сборные пустотные плиты; 4 - межплитные швы; 5 и 6 - главные напрягаемые канаты; 7 - усилия

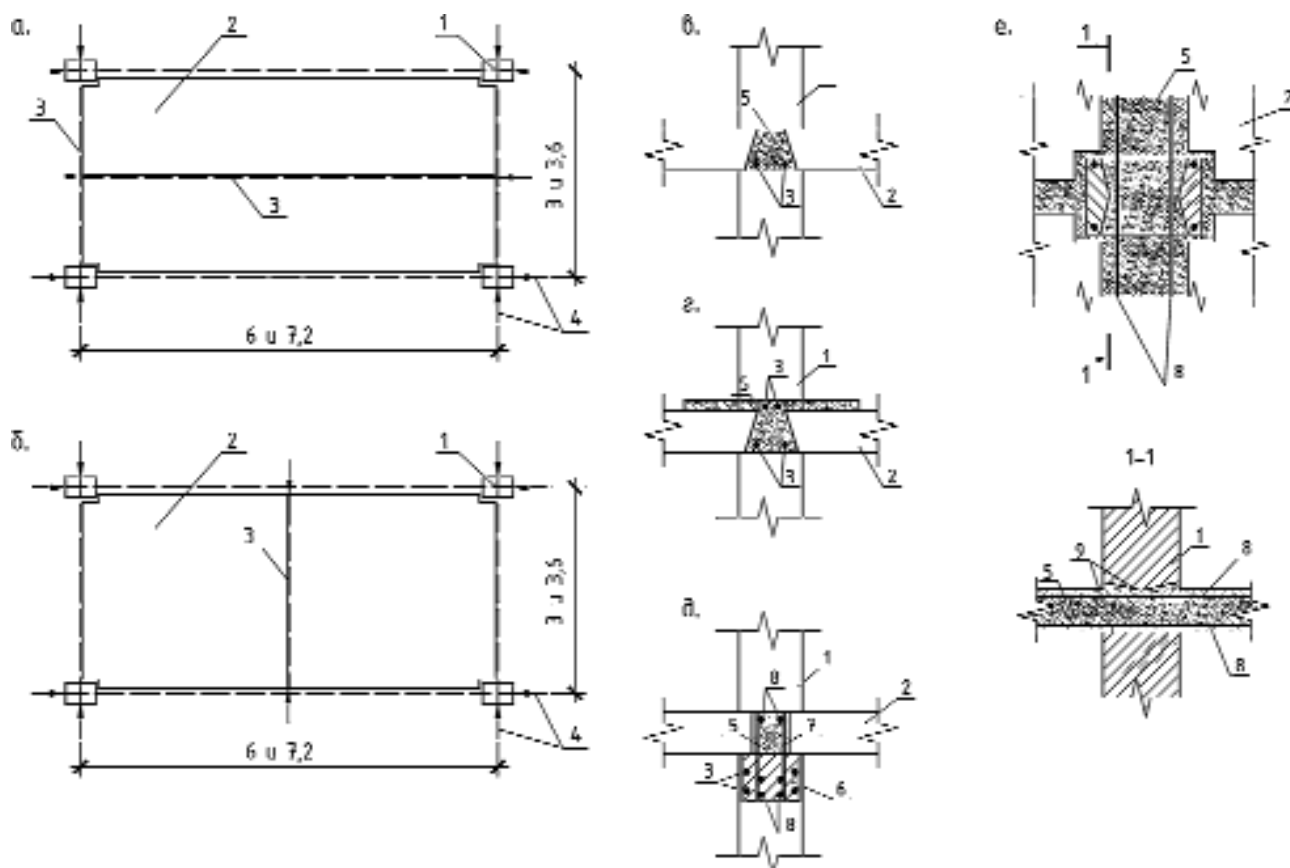


Рис. 6. Каркас "РАДИУСС"

а, б - ячейки перекрытия; в, г, д - поперечные сечения ригелей при малых и увеличенных пролётах; е - стык колонны и перекрытия; 1, 2 - сборные колонны и плита; 3 - напрягаемые канаты; 4 - усилия обжатия; 5 - монолитный бетон ригеля; 6 - сборная полка ригеля; 7 - арматурный каркас; 8 - продольная ненапрягаемая арматура; 9 - проём в колонне

В мире 80% изготавливаемых сборных железобетонных конструкций - это предварительно напряжённые многпустотные плиты перекрытий шириной в основном 1,2 м и редко 2,4 м, которые наряду с простыми в изготовлении плитами сплошного сечения следует применять в массовых индустриальных конструктивных системах зданий. В 1986-1989 гг. ЦНИИП реконструкции городов (бывший ЦНИИЭП ТБЗ и ТК) в рамках программы "Жилище" разработал концепцию и технические решения регионально-адаптируемой индустриальной универсальной строительной системы (РАДИУСС), одобренной Госкомархитектурой и рекомендованной для выпуска проектной документации [5]. Главной целью её разработки было решение жилищной проблемы путем двукратного увеличения объема гражданского строительства к 2000 г. В связи с ограниченностью средств на переоснащение действующих заводов и строительство новых конструктивных формы элементов "РАДИУСС" замыслились максимально простыми. При этом они должны были обеспечивать комплексную застройку, удовлетворяющую объемно-планировочным решениям возможно большего количества типов гражданских зданий, и максимально учитывать разнообразные особенности матери-

ально-технической базы стройиндустрии при широком использовании местных строительных материалов.

Система "РАДИУСС" была разработана при участии НИИЖБа в результате анализа и учёта достоинств рассмотренных выше конструктивных систем ИИ-04, "Сарет", ИМС, "Сочи" и РСТ. Были приняты три основные конструктивно-планировочные ячейки размерами 3,6х6, 3х6 и 3х7,2 м без выступающих ригелей и с бесконсольными колоннами сечением 20х40 см (рис. 6, а, б), хорошо вписывающимися в любой интерьер и позволяющими в единой оснастке делать колонны для различных высот этажей. Гладкие потолки (рис. 6, в, г) облегчают объемно-планировочные решения различных типов зданий. Плиты приняты двух модификаций: пустотные толщиной 22 см (рис. 6, а) и сплошные толщиной 16 см (рис. 6, б). Плиты размером на ячейку упрощают монтаж и оснастку, но из-за большого веса (6,5-8,5 т) требуют достаточно мощного транспорта и кранового оборудования. Короткие плиты сплошного сечения и узкие плиты имеют вдвое меньший вес и могут изготавливаться на большинстве заводов, но требуют дополнительной монтажной оснастки. В ячейках с длинными плитами требуется меньшее армирова-

ние монолитных участков с напрягаемой или обычной арматурой, по сравнению с короткими. Поэтому выбор ячейки определяется местными условиями.

Укрупненные ячейки размерами 6х6 и 6х7,2 м собираются из нескольких плит и требуют колонн сечением 40х40 см. В некоторых общественных зданиях из-за повышенных, по сравнению с жильём, нагрузок в укрупнённых ячейках может потребоваться увеличение высоты ригелей путём их домоноличивания сверху возле колонн или по всей длине (см. рис. 6, з). В торговых залах, складах, библиотеках, где нагрузки ещё больше, а гладкие потолки не требуются, целесообразно устраивать в ригелях выступающие вниз полки (см. рис. 6, д).

В варианте "РАДИУСС НПУ" (с напрягаемой в построчных условиях арматурой) применяются высокопрочные канаты (рис. 6, а, б, в, з), что упрощает стык плит с колоннами, уменьшает объём монтажной сварки и расход арматуры, но требует натяжных домкратов, анкерных приспособлений и оборудования для отгиба канатов у опор. В варианте "РАДИУСС" без натяжения применяется строжневая арматура периодического профиля, заметно увеличивается расход стали, в колоннах на уровне с перекрытием предусматривается проем (рис. 6, д, е), который армируется каркасами и заполняется бетоном. Стык должен обеспечить передачу вертикальных реакций с перекрытия на колонны.

Сравнительные расчёты показали, что удельные технико-экономические показатели системы "РАДИУСС НПУ" (расход материалов, трудоемкость изготовления и монтажа, стоимость) соответствуют уровню наиболее прогрессивных сборных панельных и каркасно-панельных зданий и могут отличаться в меньшую сторону [5]. Причем перекрытие с выступающими ригелями (рис. 6, з, д) экономичнее. Основное же преимущество системы состоит в значительном сокращении капитальных затрат на переоснащение действующих и создание новых предприятий благодаря минимальной номенклатуре и простоте их формы. При этом система "РАДИУСС" полностью обеспечивает проектирование всех типов зданий комплексной застройки.

В 90-92-м гг. на базе кафедры "Железобетонные конструкции" Казанского ГАСУ были проведены экспериментальные исследования сопряжений ригелей с плитами и колоннами, а в Киевском НИИСКе были изготовлены, смонтированы в натуральную величину и испытаны до разрушения фрагменты каркасов размерами 6х12 и 8,4х12 м с перекрытиями соответственно из сплошных и круглопустотных плит и преднапряжением на монтаже канатной арматуры. Испытания показали надежную работу сопряжений и обоих фрагментов. Результаты этих испытаний будут опубликованы в последующих номерах нашего журнала.

Впоследствии пустотные плиты были применены в сборно-монолитных каркасах "АРКОС" (Белоруссия) и "Сарет" (Чебоксары).

Следующим шагом в развитии системы "РАДИУСС НПУ" станет применение в её составе многопустотных плит безопалубочного формования (ПБ), получивших самое широкое распространение за рубежом и в России [6]. Плиты ПБ армируются только продольной нижней и верхней напрягаемой высокопрочной проволочной арматурой Вр-2 или канатами К-7, поэтому расход стали в них в 2-3 раза меньше, чем в круглопустотных плитах, изготавливаемых в силовых формах, а для производства не требуются арматурный и механический цеха с дорогостоящим оборудованием. В то же время для выпуска плит ПБ нужен бетон класса не ниже В25 с применением дорогого гранитного щебня для обеспечения надежной анкеровки высокопрочной напрягаемой арматуры и дорогостоящие алмазные диски для распила плит.

Высокая степень механизации работ на длинных стендах, а также технологичность конструкции позволяют снизить в 1,5-2 раза трудовые затраты, в 3-9 раз металлоемкость формовочного оборудования и на 10-25% уменьшить себестоимость изготовления при одновременном высоком качестве плит калиброванной толщины, пригодных для устройства чистого пола.

Отсутствие в плитах ПБ закладных деталей и поперечного армирования в виде сеток и каркасов в своё время значительно снизили эффективность их применения в составе типовых сборных каркасных и панельных серий [6]. В составе сборно-монолитного каркаса закладные детали не требуются, а проблемы, возникающие в связи с отсутствием поперечного армирования, могут быть решены путем грамотного расчёта и конструирования поперечного сечения плит и пространственной конструктивной системы здания при различных воздействиях (силовых, огневых, сейсмических, неравномерных деформациях основания и лавинообразном обрушении здания) с обязательным учётом нелинейной работы железобетона.

## Библиографический список

1. Михайлов В.В. Предварительно напряжённые железобетонные конструкции. - М.: Госстройиздат, 1963. - 607 с.
2. Довгалюк В.И., Кац Г.Л. Конструкции из лёгких бетонов для многоэтажных каркасных зданий. - М.: Стройиздат, 1984. - 223 с.
3. Казина Г.А. Современные железобетонные конструкции сейсмостойких зданий. Обзорн. инф. / ВНИИИС. - Москва, 1981. - 75 с.
4. Рекомендации по проектированию конструкций плоского сборно-монолитного перекрытия "Сочи". - М.: Стройиздат, 1975. - 15 с.
5. Лепский В.И., Волинский Б.Н., Панышин Л.Л. Каркасные конструкции многоэтажных зданий (сборно-монолитные балочные и безбалочные с упрощёнными элементами и узлами) // Технические решения // Шифр 2-21-Т/89-3614/1 // ЦНИИП комплексной реконструкции исторических городов, 1989.
6. Семченков А.С. Научно-технические конструкции и конструктивные решения многоэтажных железобетонных зданий. - М., НИИЖБ, 2007. - 23.

## ПРЕДВАРИТЕЛЬНО ОБЖАТЫЕ ТРУБОБЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ КОЛЬЦЕВОГО СЕЧЕНИЯ

Конструкции из бетона, заключенного в стальную обойму, по достоинству оценены и широко используются, в основном в качестве сильно нагруженных колонн высотных многоэтажных зданий, во многих странах мира.

Причиной эффективности трубобетонных конструкций является целый ряд положительных качеств, которыми они обладают. Их внешняя стальная оболочка, одновременно выступая в роли продольного и поперечного армирования, воспринимает возникающие в ней усилия по всем направлениям. Кроме того, при продольном сжатии трубобетонного элемента реактивное боковое давление, действующее со стороны стальной оболочки на бетонное ядро, создает для него благоприятные условия работы - объемное сжатие. В результате прочность бетона при сжатии возрастает примерно на 50...80 %. Стальная обойма, в свою очередь, благодаря совместной работе с бетоном предохранена от потери местной устойчивости.

Трубобетонные конструкции очень надежны в эксплуатации. В предельном состоянии они не теряют несущую способность мгновенно, как обычные железобетонные элементы, а еще длительное время способны выдерживать действующую нагрузку. Следовательно, в таких конструкциях открывается широкая возможность для использования современных высокопрочных бетонов. Здесь практически преодолен один из основных недостатков таких бетонов - их высокая хрупкость.

Отмеченные особенности оказывают положительное влияние на несущую способность сжатых трубобетонных элементов. В результате при достаточных больших нагрузках они оказываются более экономичными по сравнению с традиционно используемыми конструкциями, так как имеют меньший расход металла и размеры поперечного сечения. За ненадобностью опалубочного оборудования процесс изготовления трубобетонных элементов значительно облегчается и становится выгоднее как по затратам, так и по стоимости. Существенно возрастает скорость возведения монолитных объектов.

При проектировании сжатых трубобетонных элементов следует иметь в виду, что требования технологического процесса производства практически не ограничивают области их применения. Они надежны в эксплуатации и при сложных температурно-влажностных режимах, и в условиях агрессивной среды, где применение обычного железобетона затруднительно. Здесь же следует подчеркнуть, что огнестойкость трубобетонных элементов значительно выше, чем металлических, и при величине наружного диа-

метра поперечного сечения трубы 426 мм достигает 2,5 ч без использования огнезащитных покрытий.

Однако широкому внедрению трубобетонных конструкций в практику строительства препятствуют некоторые известные их недостатки [1]. Один из них связан с особенностью работы трубобетона в процессе его сжатия. Из-за разницы в коэффициентах Пуассона бетона и стали ( $\nu_b \approx 0,2$ ,  $\nu_s \approx 0,3$ ) при эксплуатационных нагрузках бетонное ядро и стальная обойма работают неэффективно - обойма стремится оторваться от внутреннего ядра. Фактором, усугубляющим этот процесс, может стать усадка бетона. И только при нагрузках, близких к разрушающим, когда в бетоне интенсивно начинают проявляться процессы микротрещинообразования (при этом значение  $\nu_b$  может возрасти до 0,5 и даже немного выше), эффект внешней стальной обоймы начинает положительно сказываться на поведении трубобетонных элементов.

Поэтому в Магнитогорском государственном техническом университете работы по совершенствованию конструкции трубобетонных элементов не прекращаются до настоящего времени. Основной особенностью их изготовления здесь является применение длительного прессования бетонной смеси давлением 2...3 МПа. По результатам ранее выполненных работ [ 2 ] известно, что бетон, твердеющий под таким давлением, имеет на 50...60% более высокую прочность, а также существенно меньшие величины деформаций усадки и ползучести. В процессе прессования из бетонной смеси отжимается "свободная" (не вступившая во взаимодействие с частицами цемента) вода. Прессующее давление через бетонную смесь передается на внутреннюю поверхность стальной трубы-оболочки. Благодаря этому создается предварительное растяжение стальной оболочки и обжатие бетонного ядра. Таким образом, совместная работа бетонного ядра и стальной оболочки обеспечивается на всех этапах эксплуатации трубобетонного элемента. В качестве внешней оболочки используются стальные трубы промышленного производства, а для заполнения ядра лучше всего подходит обычный тяжелый бетон с современными пластифицирующими добавками, повсеместно применяемый в современном строительстве. Длительное прессование бетонной смеси в трубобетонных элементах производится одним из двух методов:

- с помощью пустотообразователя специальной конструкции [ 3, 4 ];
- путем последовательного вдавливания в эту смесь вдоль направляющего стержня, расположенного коаксиально внешней обойме, трех стальных

Результаты испытаний образцов на осевое сжатие

№	Серия, образец	$R_{bc}$ , МПа	$N_{y}^{Exp}$ , кН	$N_{crc}^{Exp}$ , кН	$N_U$ , кН	$N_{bs}$ , кН	$N_y / N_U$	$N_{crc} / N_U$	$N_{crc} / N_{bs}$	$N_U / N_{bs}$
1	НЦ.159.6	21,4	1306	1424	2103	1437	0,62	0,68	0,99	1,46
2	ОЦ.159.6	21,4	1617	1831	2288	1437	0,71	0,80	1,27	1,59
3	НЦ.219.8	24,2	2344	2718	3864	2626	0,61	0,69	1	1,47
4	ОЦ.219.8	24,2	2668	3252,3	4169,3	2626	0,64	0,78	1,24	1,59

Таблица 2

Результаты испытаний образцов на внецентренное сжатие

№	Серия, образец	$e_0/d$	$R_{bc}$ , МПа	$N_{y}^{Exp}$ , кН	$N_{crc}^{Exp}$ , кН	$N_U$ , кН	$N_{bs}$ , кН	$N_y / N_U$	$N_{crc} / N_U$	$N_{crc} / N_{bs}$	$N_U / N_{bs}$
1	Н1.159.6	0,065	19,5	965	1040,7	1406	1167	0,69	0,74	0,89	1,21
2	Н2.159.6	0,130	20,0	786	855	1210	1046	0,65	0,71	0,82	1,16
3	Н3.159.6	0,260	19,8	620	706	954	856	0,65	0,74	0,83	1,11
4	О1.159.6	0,065	19,5	1107,3	1184,7	1558,7	1167	0,71	0,76	1,02	1,34
5	О2.159.6	0,130	20,0	946	1101,3	1411,7	1046	0,67	0,78	1,05	1,35
6	О3.159.6	0,260	19,8	722	811	1057	856	0,68	0,77	0,95	1,23
7	Н1.219.8	0,065	27,9	1607	1762,7	2921,3	2447	0,55	0,60	0,72	1,19
8	Н2.219.8	0,130	26,2	1250	1564,7	2697,7	2144	0,46	0,58	0,73	1,26
9	Н3.219.8	0,260	27,6	900	1050,3	1862	1785	0,48	0,56	0,59	1,04
10	О1.219.8	0,065	27,9	2062,3	2415	3308	2447	0,62	0,73	0,99	1,35
11	О2.219.8	0,130	26,2	1855,3	2200	3041	2144	0,61	0,72	1,03	1,42
12	О3.219.8	0,260	27,6	1369	1537,7	2294,7	1785	0,60	0,67	0,86	1,29

трубочек, имеющих постепенно увеличивающиеся диаметры [ 5 ]. В результате использования данных методов могут быть получены конструкции трубобетонных элементов, изображенные на рис. 1, б и в.

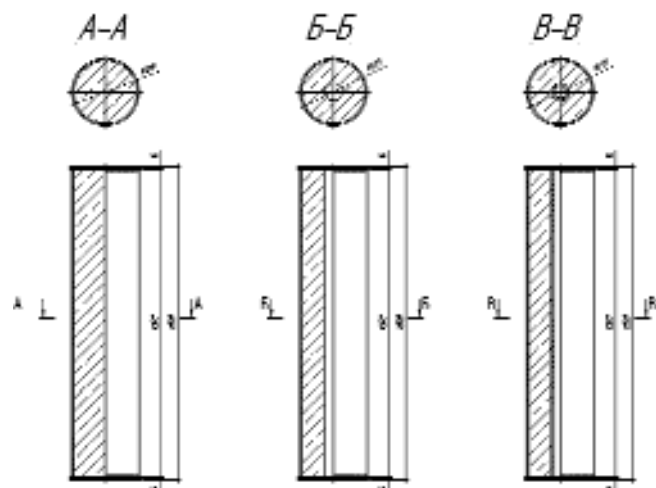


Рис. 1. Варианты исполнения образцов трубобетонных элементов

а - "классический" трубобетон сплошного сечения; б - трубобетонный элемент кольцевого сечения с обжатым ядром; в - трубобетонный элемент кольцевого сечения с обжатым ядром и внутренним стальным сердечником.

Для экспериментальной проверки влияния длительного прессования бетонной смеси и предвари-

тельного бокового обжатия ядра на несущую способность элементов предложенной конструкции были проведены испытания лабораторных образцов, работающих на осевое (серии НЦ и ОЦ) и внецентренное (серии Н1, Н2, Н3 и О1, О2, О3) сжатие в диапазоне относительных эксцентриситетов продольной силы  $e_0/d = 0, 0,065; 0,13; 0,26$ . В обозначениях серий сталетрубобетонные элементы с предварительно обжатым ядром (СТБО) первой имеют букву "О", а образцы из обычного бетона (СТБ) - букву "Н". Также в наименованиях серий указаны (в миллиметрах) диаметр внешней стальной оболочки и толщина ее стенки.

Нагружение сжатых трубобетонных образцов осуществлялось до полной потери их несущей способности. Результаты испытаний образцов кольцевого поперечного сечения ранее уже публиковались [1], а результаты испытаний образцов с внутренним стальным сердечником приведены в табл. 1 и 2. В последних представлены осредненные по сериям данные по цилиндрической ( $R_{bc}$ ) прочности исходного бетона, а также экспериментально определенные значения нагрузок, соответствующие: началу текучести металла оболочки  $N_y$ ; верхней границе микротрещинообразования в бетоне  $N_{crc}$ ; максимально достигнутой нагрузке  $N_U$ ; суммарному усилию, воспринимаемому бетонным ядром, внешней и



внутренней стальными трубами, испытанными отдельно ( $N_{bs} = R_s A_s + R'_s A'_s + R_{bc} A_b$ ).

Для количественной оценки эффективности работы сталетрубетонных элементов под нагрузкой подсчитаны следующие соотношения:

$N_{crc} / N_{bs}$  - отношение нагрузки, при которой зафиксирован процесс объединения микротрещин в бетонном ядре, к суммарной несущей способности бетонного ядра и трубы, испытанных отдельно;

$N_u / N_{bs}$  - отношение максимальной нагрузки, которую выдержал образец, к суммарной несущей способности бетонного ядра и трубы, испытанных отдельно.

Характер разрушения сталетрубетонных образцов показан на рис.2.



Рис. 2. Характер разрушения трубобетонных элементов

а - при осевом сжатии; б - при внецентренном сжатии

После окончания испытаний с части разрушенных образцов разных серий срезались торцевые крышки, а их оболочка разрезалась вдоль и снималась. При визуальном осмотре торцов бетонного ядра не было обнаружено видимых трещин. После разрезки оболочки бетонное ядро легко извлекалось и сохраняло при этом свою форму, повторяя все деформации стальной оболочки. На боковой поверхности бетонного ядра центрально сжатых образцов при визуальном осмотре были обнаружены микротрещины. Максимальная концентрация их наблюдалась в зоне образования складок. Ярко выраженной магистральной трещины не обнаружено. Трещины на бетоне в зоне складок ориентировались по направлениям, близким к вертикальному. Это свидетельствует о том, что разрушение образцов не было вызвано срезом бетонного ядра.

При незначительных механических воздействиях на бетон в зонах образования складок он начинал выкрашиваться, однако целостность самого бетонного ядра сохранялась. После удара бетонное ядро разваливалось на несколько частей неправильной формы. Разрушение внецентренно сжатых сталетру-

бетонных элементов начиналось с образования гофров в зоне наибольшего продольного сжатия и заканчивалось ускоренным нарастанием кривизны элемента в плоскости действия изгибающего момента от эксцентриситета, с развитием гофров в области, примыкающей к зоне наибольшего сжатия. Причем характер и вид разрушения СТБ и СТБО элементов для исследованных эксцентриситетов приложения сжимающей нагрузки были аналогичны.

Наибольшая концентрация трещин и раздробление бетона наблюдались в зоне образования складки, т.е. в самой сжатой зоне элемента. Бетон в точности повторял форму гофр, которые были ориентированы перпендикулярно к продольной оси элемента и образовывались на стальной оболочке в результате ее местной потери устойчивости. Это свидетельствует о том, что предельная деформативность бетонного ядра в трубобетонных конструкциях значительно возрастает. При этом бетон нельзя считать пластичным телом, так как его структура была существенно нарушена. В местах образования гофр при незначительных механических воздействиях бетон крошился.

Результаты проведенных экспериментов свидетельствуют о том, что образцы с предварительно обжатым ядром работают на сжатие в области малых эксцентриситетов гораздо эффективнее образцов из обычного бетона. Практически для всех предварительно напряженных образцов наблюдалось значительное повышение предела упругой работы  $N_{el}$  и уровня нагрузки, соответствующей верхней границе микротрещинообразования в бетонном ядре. Для центрально сжатых элементов это повышение составило 30...48%. Несущая способность предварительно обжатых образцов (по сравнению с классическими трубобетонными элементами) возросла в меньшей степени - на 18...25%. Сравнительные диаграммы " $N-\epsilon$ " для образцов серий НЦ и ОЦ диаметром 219 и 159 мм приведены на рис. 3.

Рост прочности бетона в предварительно обжатых элементах составил 3...4 раза, по сравнению с прочностью исходного бетона. Причем этот рост обусловлен как длительным прессованием бетонной смеси (в 1,5...1,6 раза), так и созданием условий для объемного сжатия бетона (в 1,75...2,7 раза). С увеличением эксцентриситета приложения сжимающей нагрузки эффективность трубобетонных конструкций, естественно, снижается (рис. 4).

Опыты показали, что на характер изменения прогибов с ростом сжимающих нагрузок оказывали влияние как величины относительного эксцентриситета  $e_0 / d$ , так и наличие предварительного обжатия у испытываемых образцов (рис.5). С ростом  $e_0 / d$  величина прогиба, при одном и том же уровне загрузки, была, как правило, выше. С другой стороны, полученные зависимости свидетельствуют о том, что жесткость СТБО элементов несколько выше, по сравнению с традиционными трубобетонными конструкциями. Так, при относительном уровне за-

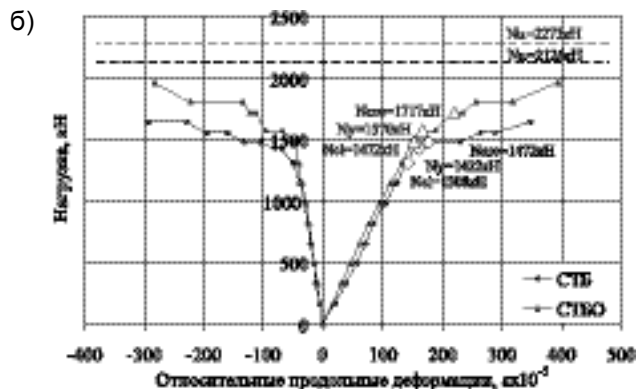
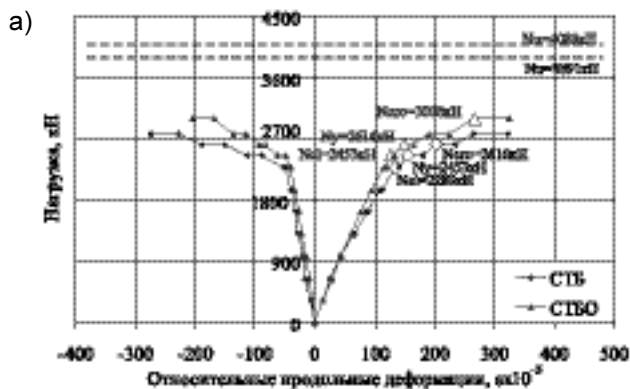


Рис. 3. Сравнительные диаграммы "N-ε"

а - для образцов  $\varnothing 219$  мм; б - для образцов  $\varnothing 159$  мм

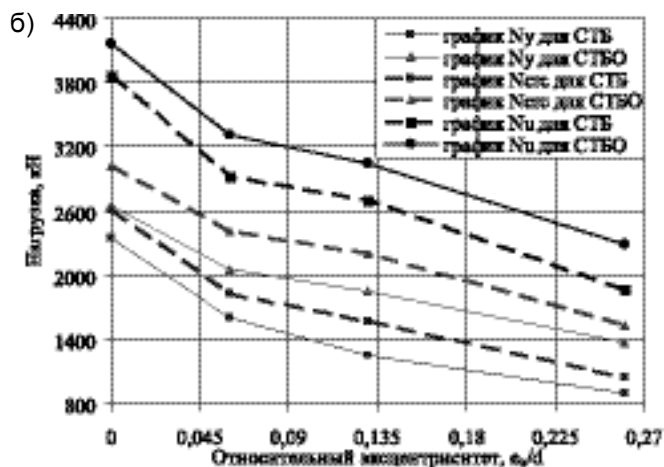
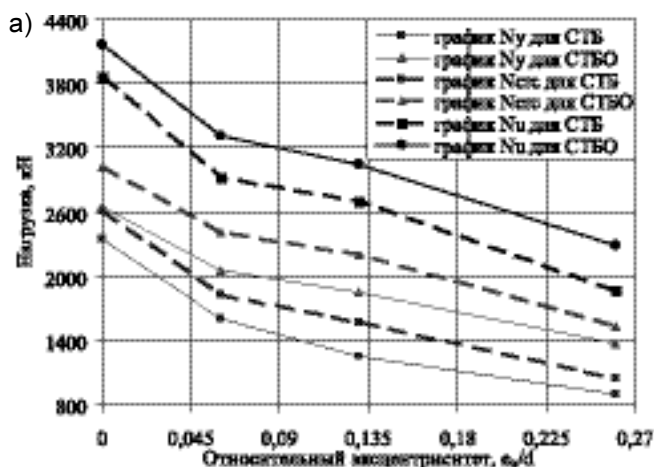


Рис. 4. Изменение нагрузок, соответствующих началу текучести стальной оболочки  $N_y$ , уровню верхней границы микротрещинообразования в бетонном ядре  $N_{cr}$  и разрушения образца  $N_u$  в зависимости от относительного эксцентриситета

а - для образцов  $\varnothing 219$  мм; б - для образцов  $\varnothing 159$  мм

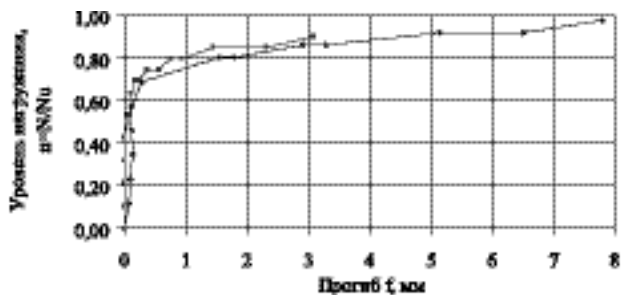


Рис. 5. Характерная зависимость прогиба внецентренно сжатых образцов серий Н1.159 и О1.159 от уровня нагружения

ружения  $n=N/N_u=0,8$  (примерная граница между квазиупругой и упругопластической стадиями) прогибы предварительно обжатых образцов в среднем были на 40 % меньше, чем у необжатых. При анализе результатов эксперимента выявлено, что увеличение эксцентриситета приводит к уменьшению разрушающей нагрузки сталетрубобетонных образцов, которая приближается к несущей способности традиционных железобетонных элементов (см. табл. 2).

При больших эксцентриситетах увеличивается площадь растянутой зоны. Так как бетон плохо работает на растяжение, нагрузка при этом воспринимается

в основном стальной трубой. Роль бетонного ядра в данном случае сводится лишь к повышению местной устойчивости стенок трубы.

В трубобетонных элементах гибкость и эксцентриситет приложения внешней нагрузки оказывают большее влияние на несущую способность, чем в стальных и железобетонных. При увеличении эксцентриситета приложения внешней нагрузки и длины испытываемых образцов их несущая способность уменьшается интенсивнее. Вместе с тем, проведенные исследования свидетельствуют о том, что при приложении сжимающих нагрузок в пределах ядра сечения (значения относительных эксцентриситетов  $e_0/d \leq 0,13$ ) предварительно обжатые трубобетонные элементы работают заметно эффективнее, по сравнению с традиционными железобетонными конструкциями.

В целом, на основании результатов экспериментов можно заключить, что удалось усовершенствовать конструкцию и способ изготовления трубобетонных элементов. Это позволило за счет приложения на бетонную смесь избыточного давления получить на обычных цементах и рядовых заполнителях высокопрочные бетоны и создать предварительно обжатие бетонного ядра. В результате существенно улуч-

шились условия работы сжатых трубобетонных элементов и значительно повысилась их несущая способность. Наиболее рациональная область применения таких конструкций - короткие сильно нагруженные элементы, работающие на сжатие с малыми эксцентриситетами.

### Библиографический список

1. Кришан А.Л., Гареев М.Ш., Сагадатов А.И. Сталетрубобетонные колонны с предварительно обжатым ядром // Бетон и железобетон. - 2004. - № 6. - С. 11-14.

2. Мурашкин Г.В. Некоторые особенности формирования структуры и деформирования бетона, твердеющего под давлением // Железобетонные конструкции. - Куйбышев: КГУ, 1979. - С. 4-14.

3. Свидетельство на полезную модель № RU 26575 U1, МКИ 7 E 04 C 3/36. Строительный элемент в виде стойки. Кришан А.Л., Гареев М.Ш., Матвеев В. Г., Матвеев И. В. БИМП. 2002. № 34.

4. Кришан А.Л. Свидетельство на полезную модель № RU 21373 U1, МКИ 7 B 28 B 7/32. Пустотообразователь. БИМП. 2002. № 2.

5. Патент на полезную модель № RU 49861. "Строительный элемент в виде стойки". Кришан А.Л., Сагадатов А.И., Аткишкин И.В., Кузнецов К.С., Чернов А.В. БИПМ. 2005. №34.

В.И. ПОЛОЖНОВ, канд. техн. наук, А.В. ПОЛОЖНОВ, В.И. ТРИФОНОВ, инженеры (ООО НПФ "Югстрой")

## НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ПРЕДНАПРЯЖЕННЫХ НАСТИЛОВ, АРМИРОВАННЫХ МЯГКИМИ СТАЛЯМИ

Испытания на изгиб 46-ти пустотных настилов свидетельствуют, что прочность нормальных сечений опытных изделий в основном превышает контрольные по прочности значения  $q_R^k$  (без учёта собственного веса), принимаемые вначале согласно ГОСТ 8829-85, затем в соответствии с ГОСТ 8829-94.

По испытанным изделиям отношение  $q_R^{op} / q_R^k$  в среднем составило 1,128 при  $(q_R^{op} / q_R^k)^{min} = 0,9$ ;  $(q_R^{op} / q_R^k)^{max} = 1,794$ . Коэффициент вариации отношения не превысил  $k = 16,3\%$ . Коэффициент запаса прочности, по данным испытаний, в среднем составил  $C^{op} = 1,38$ , что соответствует требованиям ГОСТ 8829-94. Размах этого параметра колебался в пределах  $R = 1,25-1,72$ , что по минимальному значению  $C^{op} = 1,25$  соответствует ГОСТ 8829-85 для испытаний, проведенных в начале 90-х годов, когда нормативным являлся именно этот документ. Далее все испытываемые изделия проектировались с  $C^{op} \geq 1,30$  под ГОСТ 8829-94. Границы доверительного интервала  $C^{op}$  с доверительной вероятностью  $\alpha = 0,95$  определены в пределах  $D = 1,10-1,66$  (см. таблицу).

Отношение разрушающей нагрузки  $q_R^{op}$  к моменту образования трещин  $q_{cr}^{op}$  колебалось в пределах  $R = 1,055-1,555$  и в среднем составило  $\Delta = 1,214$  с довольно невысоким коэффициентом вариации  $k = 9,7\%$  (см. таблицу). Таким образом, испытанные конструкции с  $\sigma_{spt} = \sigma_{ST}^{isx}$ ,  $\xi \leq 0,2$  и выбором пластических деформаций  $\varepsilon_{sp,pl}$  при создании преднапряжения в (10-20)%-ной зоне площадки текучести отвечают требованиям прочности: треть изделий с  $C^{op} = 1,25-1,75$ , запроектированных согласно ГОСТ 8829-85, другая

(большая) часть изделий с  $C^{op} = 1,3-1,794$ , запроектированных согласно ГОСТ 8829-94 (см. таблицу).

Класс напрягаемой арматуры	Диаметр напрягаемой арматуры, мм	Статистические параметры	Исследуемые характеристики		
			$q_R^{op} / q_R^k$	коэффициент запаса прочности $C^{op}$	$q_R^{op} / q_{cr}^{op}$
A 400	12; 14; 16; 18	$\Delta$	1,128	1,38	1,214
A 400C		R	0,90-1,794	1,25-1,72	1,053-1,555
A 500C		S	0,184	0,139	0,118
A 600C		K	0,163	0,100	0,097
		D	0,756-1,50	1,10-1,661	0,976-1,452

Примечание:  $\Delta$ , R, S, K, D - соответственно среднестатистическое значение параметра, размах, среднеквадратическое отклонение, коэффициент вариации, доверительный интервал с доверительной вероятностью  $\alpha = 0,95$ .

Анализ влияния  $\sigma_{spt}$ ,  $\varepsilon_{sp,pl}$ ,  $\xi^{isx}_{op}$  на прочность  $q_R^{op}$ , отношение прочности к трещиностойкости  $q_R^{op} / q_{cr}^{op}$  в зависимости от способа твердения представлены на рис. 1, 2. Из них следует, что имеет место взаимосвязь между  $\sigma_{spt} / \sigma_{ST}^{isx}$ ,  $\varepsilon_{sp}$ ,  $\xi^{isx}_{ST}$  и прочностью нормальных сечений  $q_R^{op} / q_R^k$ , обеспечиваемая соответственно коэффициентом корреляции  $r_{sk} = 0,39$  и корреляционным отношением  $r_{sk} = 0,388$ ,  $r_{sk} = 0,4$ . Достоверность этих зависимостей обеспечивается с вероятностью  $\alpha = 0,95$  ( $t^{op} > t^{kp}$ ). В свою очередь, зависимости 1 и 2 на рис. 1, а, б свидетельствуют о том, что с увеличением остаточного преднапряжения  $\sigma_{spt}$  и повышением выбора пластики при создании преднапряжения прочность нормальных сечений увеличи-

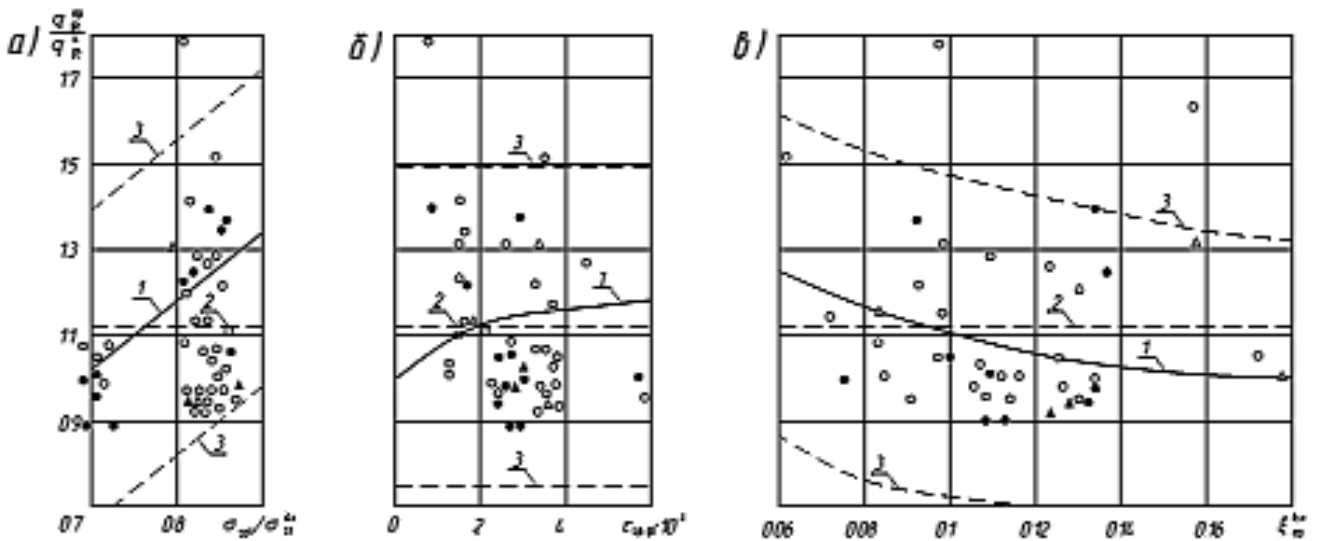


Рис. 1. Опытные зависимости  $q_R^{op} / q_R^k$  от:

а - относительного уровня преднапряжения  $\sigma_{spt} / \sigma_{ST}^{issx}$ ; б - выбора пластики на площадке текучести  $\epsilon_{sp,pl}$ ; в - относительной высоты сжатой зоны бетона при  $\sigma_s = \sigma_{ST}^{issx}$ .

○△●▲ - опытные данные соответственно для арматуры классов А400, А400С, А500С, А600С;

1 - опытные средние зависимости  $q_R^{op} / q_R^k$  от соответствующих факторов; 2 - среднее значение  $q_R^{op} / q_R^k$ ; 3 - границы доверительных интервалов с вероятностью  $\alpha = 0,95$ .

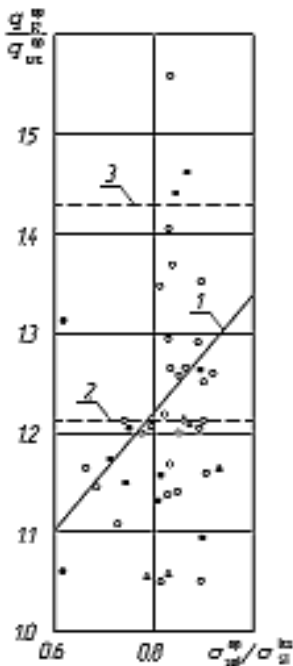


Рис. 2. Влияние  
преднапряжения  $\sigma_{spt}^{op} / \sigma_{ST}^{issx}$   
на отношение  $q_R^{op} / q_R^k$   
1 - средняя зависимость  
 $q_R^{op} / q_R^k$  от величины  
преднапряжения; 2 - среднее  
значение  $q_R^{op} / q_R^k$ ;  
3 - границы доверительных  
интервалов с вероятностью  
 $\alpha = 0,95$ .  
○△●▲ - опытные данные,  
как для рис.1.

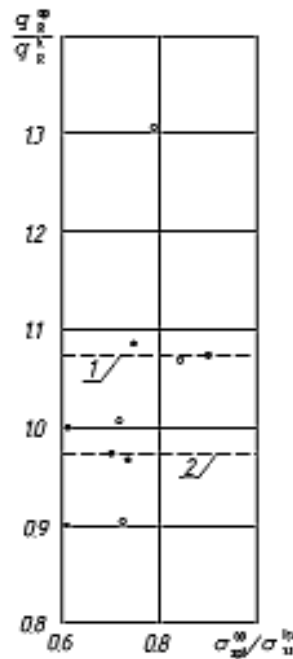


Рис. 3. Влияние технологии  
твердения на прочность  
1 - твердение при пропарке  
(среднее значение  $q_R^{op} / q_R^k$ );  
2 - твердение в естественных  
условиях (среднее значение  
 $q_R^{op} / q_R^k$ );  
○● - опытные данные  
соответственно для 1 и 2

вается. И если с ростом  $\sigma_{spt}$  увеличение  $q_R^{op}$  пропорционально росту  $\sigma_{spt}$  то касательно повышения  $q_R^{op}$  с выбором  $\epsilon_{sp,pl}$ : максимально оно имеет место при  $\epsilon_{sp,pl}$  в пределах  $\epsilon_{sp,pl} = (0 - 0,2) \cdot 10^{-3}$ . Далее повышение  $q_R^{op}$  с повышением  $\epsilon_{sp,pl}$  затухает (см. рис.1, а, б).

Взаимосвязь между отношением прочности к моменту образования трещин  $q_R^{op} / q_R^k$  и величиной остаточного преднапряжения  $\sigma_{spt} / \sigma_{ST}^{issx}$  обеспечивается линейной зависимостью вида

$$q_R^{op} / q_R^k = 1,1 + 0,15 \cdot \sigma_{spt} / \sigma_{ST}^{issx}, \quad (1)$$

с показателями тесноты связи:  $r_{sk} = 0,4$ ;  $t^{op} = 1,692$ ;  $t^{sp} = 1,684$  при  $\alpha = 0,90$  (см. зависимость 1 на рис. 2).

Сравнительно более высокий уровень остаточного преднапряжения  $\sigma_{spt}$  изделий поточного изготовления по отношению к твердению бетона в естественных условиях, как показывают результаты испытаний, сказывается и на несущей способности. Степень влияния такова, что если в плитах-близнецах величина  $\sigma_{spt} / \sigma_{ST}^{op}$  в среднем составила 1,18, то средние отношения  $q_R^{op} / q_R^k$  получены (рис. 3):

- для поточной технологии 1,07;
- для естественного твердения бетона 0,99.

Отношение  $q^{op}_R / q^k_R$  выразилась величиной  $1,07 / 0,99 = 1,081$ , что свидетельствует о 8,1%-ном превышении прочности плит поточного изготовления над теми же изделиями стендового изготовления. Это, в свою очередь, на 5,6% меньше, чем  $q^{op}_{crc} / q^{op}_{crc} = 1,141$  [1].

Теоретические моменты разрушения  $q^T_R$  определяли исходя из вычисленной призмной прочности бетона по формуле

$$R_g = R (0,77 - 0,001R) \quad (2)$$

и упрочненной напрягаемой арматуры [2].

Использование с середины 90-х годов минувшего столетия стержневой арматуры класса А-III, а впоследствии и новых видов сталей (А 400С, А 500С и А600С), в производстве преднапряженного железобетона с  $\sigma_{sp}$  на площадке текучести [3] вызвало необходимость оценки несущей способности изделий с этой арматурой.

Исследуемые изгибаемые конструкции массового изготовления (пустотные настилы) относятся к элементам с относительно низкой степенью армирования, т.е. для них соблюдается условие  $\xi < \xi_R$ . Поэтому основные уравнения напряженно-деформированного состояния нормальных сечений изгибаемых элементов с одиночным армированием в предельной по прочности стадии с учетом факторов повышения качества напрягаемой арматуры имеют вид

$$\begin{aligned} \sigma_{sR} &= \sigma^{isx}_{ST} \gamma_{st}^0; \\ M_q \leq M_R &= \sigma_{sR} A_{sp} b_f x (1 - 0,5x); \\ R_g b_f x - \sigma_{sR} A_{sp} &= 0, \end{aligned} \quad (3)$$

где  $\gamma_{st}^0$  - повышение значения прочности напрягаемой арматуры в результате электронагрева.

Если диаграмма растяжения мягкой напрягаемой арматуры для всех методик расчета представляется одинаково, а диаграмма сжатого бетона – как это показано в [4], то несущую способность с помощью уравнений (3) определяем методом предельных усилий.

Анализ сравнительной оценки свидетельствует о довольно высокой схожести средней расчетной несущей способности  $\bar{q}^T_R$  со средним опытным результатом  $\bar{q}^{op}_R$  как по изделиям на легком и тяжелом бетонах, так и в общей (генеральной) совокупности. Коэффициент вариации колебался в пределах  $k = (0,086 - 0,153)$ , что находится в пределах вариабельности бетона.

Разброс расхождения доверительных интервалов D со средними значениями  $\bar{\Delta}$ , вычисленными с

доверительной вероятностью  $\alpha = 0,95$  для изделий на легком бетоне, составил

$$\begin{aligned} D &= (0,721 - 1,361) \text{ или} \\ \Delta D\% &= 0,721 / \bar{\Delta} q^T_R = 0,721 / 1,041 = 0,692 (\pm 30,8\%); \end{aligned}$$

на тяжелом бетоне

$$\begin{aligned} D &= (0,802 - 1,152) \text{ или} \\ \Delta D\% &= 0,802 / \bar{\Delta} q^T_R = 0,802 / 0,977 = 0,821 (\pm 17,9\%); \end{aligned}$$

в общей (генеральной) совокупности

$$\begin{aligned} q^T_R / q^{op}_R &= (0,819 - 1,153) \text{ или} \\ \Delta D\% &= 0,819 / \bar{\Delta} q^T_R = 0,819 / 1,00 = 0,819 (\pm 24,2\%). \end{aligned}$$

Анализ расчета по предельным усилиям свидетельствует, что использование тяжелого бетона оказывается предпочтительнее.

Взаимосвязь " $q^T_R / q^{op}_R - \sigma_{sTR}$ " находится в области доверительного интервала D (в общей совокупности) со средним значением зависимости  $\bar{\Delta} = 1$ . Зависимость не коррелируема.

В плитах-близнецах с увеличением остаточной величины преднапряжения  $\sigma_{spt}$  наиболее резко повышается  $q^T_R$  по сравнению с  $q^{op}_R$ . Если в плитах, изготовленных по поточной технологии, отношение  $q^T_R / q^{op}_R$  с ростом  $\sigma_{spt}$  возрастает в пределах 0,9-1,075, то при естественном твердении плит-близнецов это повышение наблюдается в интервале 0,975-1,325, что свидетельствует о недостатках методики расчета для разных технологий изготовления. В настоящее время ведутся работы по внедрению диаграммных методов расчета преднапряженных конструкций с мягкими сталями в качестве напрягаемой арматуры.

## Выводы

1. Сборные преднапряженные настилы с напрягаемой арматурой из мягких сталей с  $\sigma_{sp} = \sigma^{isx}_{ST}$  и  $\varepsilon_{sp}$  на площадке текучести по прочности отвечают требованиям соответствующих проектов и ГОСТ 8829-85, а впоследствии и ГОСТ 8829-94. Во всех случаях опытная разрушающая нагрузка  $q^{op}_R$  превышала контрольные разрушающие значения  $q^k_R$ . Коэффициент запаса прочности по испытанным изделиям в среднем составил  $\bar{C}^{op} = 1,38$ .
2. Отношение разрушающей нагрузки  $q^{op}_R$  к моменту образования трещин в среднем составил  $\bar{\Delta} = 1,214$  с коэффициентом вариации  $k = 9,7\%$ , что исключает возможность исчерпания несущей способности одновременно с образованием трещин.

3. Между параметрами преднапряжения  $\sigma_{sp}^{op}$ ,  $\varepsilon_{sp,pl}^{op}$  и разрушающей нагрузкой  $q_{R}^{op}$  прослеживается слабокоррелируемая ( $r \approx 0,4$ ), но вполне достоверная связь. С увеличением параметров  $\sigma_{sp}$  и  $\varepsilon_{sp,pl}$  а также с температурной подтяжкой напрягаемой арматуры при поточной технологии повышаются  $\Delta\varepsilon_{st}^0$  до 8,1% и несущая способность опытных изделий, изготовленных по этой технологии.
4. Учет в расчетах прочности технологических факторов повышения качества напрягаемой арматуры (электронатяжение, поточная технология изготовления) позволяет получать результаты, имеющие близкую сходимость с опытными данными.

## Библиографический список

1. Положнов В.И., Трифонов В.И., Положнов А.В. Оценка трещинообразования в преднапряженных настилах, армированных мягкими сталями// Бетон и железобетон. - 2006. - №2 - С. 14 - 17.
2. Положнов В.И. Оценка повышения прочностных свойств напрягаемой мягкой арматуры// Материалы международной конференции по проблемам бетона и железобетона "Долговечность строительных конструкций". Москва. - 7-9 октября 2002. - С. 366-369.
3. Положнов В.И. Арматура класса А-III в преднапряженном железобетоне// Известия вузов. Строительство - 1994. - № 7, 8 - С. 112-117.
4. Положнов В.И. Оценка прочности нормальных сечений преднапряженных конструкций, армированных мягкими сталями// Эффективные строительные конструкции: теория и практика.- Материалы международной конференции. Сб. статей. Пенза - 2003. - С. 91 - 94.

## БЕТОНЫ

А.Г. ЗОТКИН, канд. техн. наук (Иркутский государственный технический ун-т);  
П.А. САЕНКО, инж (ЗАО "Современный бетон", г. Иркутск)

### ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА С СУПЕРПЛАСТИФИКАТОРАМИ С УЧЕТОМ ЭФФЕКТА ОБЪЕМА ЦЕМЕНТНОГО КАМНЯ

Широкое применение суперпластификаторов (СП) делает актуальным развитие удобных для практики методов расчетного определения прочности бетонов с СП по оперативно находимому водоредуцирующему эффекту. Основой зависимостей для бетона с СП являются базовые закономерности технологии бетона [1]. Важнейшая из них (закон В/Ц) лежит в основе как существующих, так и предлагаемого метода расчетного определения прочности бетона с СП, а его отличием является учет, кроме снижения В/Ц, еще одного эффекта, происходящего при сокращении расхода воды в бетоне с СП, - уменьшения объема цементного камня.

Прочностной эффект СП, рассчитанный по формуле Болломея-Скрамтаева (или по другим формулам прочности бетона), часто оказывается ниже, чем наблюдаемый в экспериментах. Причина заключается, по-видимому, в том, что при снижении В/Ц путем увеличения расхода цемента в бездобавочном бетоне (эту ситуацию отражают формулы прочности бетона) и при введении СП структура бетона меняется различным образом. Хотя пористость цементного камня в бетоне в обоих случаях снижается практически одинаково, объем цементного камня при повышении расхода цемента – увеличивается, а при введении СП и снижении водосодержания – уменьшается.

Как известно, уменьшение объема цементного камня и повышение концентрации заполнителей приводит к росту прочности, наиболее выраженному для бетонов из жестких смесей [2]. Введение СП при уменьшении расхода воды позволяет получать бетоны с пониженным объемом цементного камня из

подвижных смесей и делает целесообразным учет этого фактора прочности бетона с СП.

В табл. 1 приведены данные различных источников о влиянии объема цементного камня на прочность бетона 28-суточного возраста.

Таблица 1

Источник	В/Ц	Прочность (%) при объеме цементного камня, л/м <sup>3</sup>		
		250	300	350
[2]	0,5	100	88	83
[3]	0,4	100	90	85
[4]	0,4	100	90	83
среднее		100	89,3	83,7
или		119	107	100

Как видно из табл. 1, уменьшение объема цементного камня на 50 л/м<sup>3</sup> приводит к повышению прочности на 7-11%.

Разумеется, степень повышения прочности бетона с СП при снижении водосодержания не определяется полностью рассмотренными факторами, так как СП может влиять на однородность цементного теста-камня в бетоне (дефлокулирующее действие), степень гидратации, размер частиц новообразований и т.д. Величина и знак прочностного эффекта, вызванного этими факторами, зависит от вида цемента и СП. Он может быть назван эффектом СП в бетоне неизменного состава и равен отношению соответствующих прочностей бетона с СП и контроль-

Портландцементы		Экспериментальные данные, МПа			Результаты расчетов							
Завод-изготовитель	Марка	R контр.	R <sub>ф</sub> <sup>сп</sup> СП=0,5%	R <sub>ф</sub> <sup>сп</sup> СП=0,7%	Бетон с СП=0,5%				Бетон с СП=0,7%			
					R <sub>р</sub> <sup>сп</sup> , МПа	Превышение R <sub>ф</sub> <sup>сп</sup> над R <sub>р</sub> <sup>сп</sup> , %	R <sub>р</sub> <sup>сп</sup> , МПа	Отклонение R <sub>р</sub> <sup>сп</sup> от R <sub>ф</sub> <sup>сп</sup> , %	R <sub>р</sub> <sup>сп</sup> , МПа	Превышение R <sub>ф</sub> <sup>сп</sup> над R <sub>р</sub> <sup>сп</sup> , %	R <sub>р</sub> <sup>сп</sup> , МПа	Отклонение R <sub>р</sub> <sup>сп</sup> от R <sub>ф</sub> <sup>сп</sup> , %
Староскоп-цемент	400	42	66	72	54	22	59	-10,6	58	24	66	-8,3
Идолубов-цемент	400	45,6	63	75	57	10	63	0	63	19	72	-4
Гытешев-цемент	400	41,7	62	64	53	17	58	-6,5	57	12	65	1,6
Подоль-цемент	400	42,6	56	74	54	4	59	5,3	58	27	66	-10,8
Среднее по М 400						13,2		-3		20,5		-5,3
Староскоп-цемент	500	52,4	76	78	67	13	74	-2,6	74	5	84	7,7
Крематор-цемент	500	49,6	68	81	64	6	70	3	70	16	80	-1,2
Брянский	500	46	61	66	57	7	63	3,3	64	3	73	10,6
Средняя по М 500						8,7		+1,2		8		+5,7
Среднее						11,3		4,5*		15,1		6,3*

\* - по абсолютной величине

ного бетона. Этот эффект считается небольшим, но при наличии соответствующих данных целесообразен и его учет.

Расчет прочностного эффекта СП по снижению В/Ц и уменьшению объема цементного камня проводился в два этапа.

1. По основной формуле Болломея-Скрамтаева  $R = K(\frac{C}{V} - 0,5)$  (так как для бетонов с СП зависимость линейна практически во всем интервале изменений  $\frac{C}{V}$  [1]) при известных прочности и  $\frac{C}{V}$  контрольного бетона определялся коэффициент качества материалов  $K$ . Затем по  $\frac{C}{V}$  бетона с СП по той же формуле при уже известном  $K$  рассчитывалась его прочность в предположении, что она определяется только изменением  $\frac{C}{V}$  ( $R^{bc}_p$ ).

2. По уменьшению объема цементного камня в бетоне с СП, по сравнению с контрольным бетоном, по табл. 1 определялся коэффициент прироста прочности  $K_{V_{цк}}$ . Так как  $R^{bc}_p$  учитывает увеличение не только  $\frac{C}{V}$ , но и объема цементного камня, поправку на его прочностной эффект вводили с коэффициентом 2, получая расчетную прочность с СП:  $R^{sp}_p = R^{bc}_p \cdot 2K_{V_{цк}}$ .

Возможна и более строгая расчетная схема, согласно которой формула Болломея-Скрамтаева трансформируется для ситуации, когда объем цементного камня при изменении  $\frac{C}{V}$  остается постоянным, как это показано в работе [2]. Но это приводило бы к семейству формул для различных объемов цементного камня и усложняло бы расчеты (в дальнейшем такой подход также заслуживает рассмотрения). Поэтому была принята изложенная выше упрощенная методика расчетов, достоинством которой является применение известной формулы.

Для проверки методики использованы литературные данные о составах и прочности бетонов 28-суточного возраста при нормальном твердении и введении различных СП.

На первом этапе привлечен представительный массив данных для бетонов на низко- ( $C_3A$  4-5 %) и среднеалюминатных ( $C_3A$  6-8 %) портландцементах марок 400 и 500 при введении СП "10-03" и "40-03" в

количестве 0,5 и 0,75% от массы цемента, представленный в работе [5]. Водоцементное отношение равнялось 0,4-0,38 для контрольных составов; 0,3-0,325 для бетонов с 0,5% СП и 0,29-0,31 при 0,75% СП. Объем цементного камня рассчитан нами и составил соответственно 340; 300 и 290 л/м<sup>3</sup>. Эффект вида СП оказался относительно небольшим, что позволило усреднить прочностные показатели по этому фактору. Экспериментальные данные для бетонов на среднеалюминатных цементах приведены в табл. 2. Там же представлены результаты расчетного определения прочности бетонов с СП по изложенной выше методике.

Как видно из табл. 2, фактическая прочность бетона с СП оказывается существенно выше, чем рассчитанная по уменьшению В/Ц ( $R^{bc}_p$ ). Превышение составило в среднем 11,3% для СП=0,5% и 15,1 % для СП=0,75%. Его, по-видимому, и можно рассматривать как неучтенный прочностной эффект уменьшения объема цементного камня, которое равнялось для принятых расходов СП 40 и 50 л/м<sup>3</sup>. Соответствующие поправочные коэффициенты на его прочностной эффект приняты по табл. 1, их удвоенные значения составили 1,1 и 1,14 соответственно. Окончательные величины расчетной прочности ( $R^{sp}_p$ ) значительно лучше коррелируют с фактической прочностью бетона с СП. Средняя величина отклонения составила 4,5% (СП=0,5%) и 6,3% (СП= 0,75%), максимальное отклонение - 10,8%. Таким образом, учет эффекта объема цементного камня позволил существенно (в среднем более чем в 2 раза) уточнить прогноз прочности с СП.

В то же время данные табл. 2 показывают, что отклонение  $R^{sp}_p$  от  $R^{sp}_ф$  зависит от марки цемента. Для бетонов на цементах М400 фактическая прочность бетона с СП была в среднем выше расчетной на 4,1%, а для М500 - ниже на 3,5%. Еще более наглядна эта зависимость для превышения фактической прочности бетона с СП над рассчитанной по формуле Болломея - Скрамтаева. Оно составило 16,8% для бетонов на цементах М400 и 8,3% - на цементах М500.

Таблица 4

Источник	$R_{28}^{н.м.}$ , МПа		$R_{СП}/R_K$
	контрольный	с С-3	
Цемент М400			
В.А. Бабаев [6]	39	39,2	1,0
Л.П. Попов [6]	43	49,2	1,14
В.С. Гладков [6]	50,3	47,6	0,95
И.Ф. Руденко [6]	63,4	63	1,0
И.Г. Метелицын [8]	48,4	49,1	1,01
Среднее			1,02
Цемент М500			
Л.П. Попов [6]	49,5	52,1	1,05
В.С. Гладков [6]	58,1	61,9	1,06
Н.К. Розенталь [6]	35,1	31,7	0,9
	35,1	33,4	0,95
В.А. Беликов [7]	62,3	56,5	0,91
	54,6	51,8	0,95
	54,6	57,9	1,06
	62,4	55,3	0,89
Среднее			0,97

Таблица 3

Источник	Данные источников				Результаты расчетов		
	М <sub>ц</sub>	В/Ц		$R_{28}^{н.м.}$ , МПа		$R_{р}^{бс}$ , МПа	Превышение $R_{ф}^{сп}$ над $R_{р}^{бс}$ , %
		контр.	с С-3	контр.	с С-3		
Л.П. Попов* [6]	400	0,365	0,29	43	65,2	57	14
	500	0,425	0,315	49,5	75	72	4
	600	0,37	0,3	70	89	90	-1
В.С. Гладков* [6]	400	0,328	0,294	54,8	71,8	63	11
	400	0,323	0,267	50,3	68	62	10
	500	0,335	0,306	58,0	64,5	64	1

\* Здесь и в табл. 4 указана фамилия только первого автора.

Как уже отмечалось выше, превышение  $R_{ф}^{сп}$  над  $R_{р}^{бс}$  вызывается уменьшением объема цементного камня, но на него может влиять также эффект СП в бетоне неизменного состава (который может быть как положительным, так и отрицательным). Поэтому остается только одно предположение, могущее объяснить наблюдаемую картину: относительная прочность бетона неизменного состава с СП должна снижаться с увеличением марки цемента. Так как в работе [5] соответствующие экспериментальные результаты отсутствуют, для проверки предположения использованы данные для бетонов нормального твердения с С-3, опубликованные в сборниках [6, 7, 8] и разделенные нами по маркам цемента (табл. 4).

Как видно из табл. 4, эффект СП в бетоне неизменного состава снизился в среднем с 1,02 для марки цемента 400 до 0,97 для марки 500. Разумеется, нет оснований рассматривать эти цифры как некоторые устойчивые поправочные коэффициенты. Тем не менее, если применить их к представленным выше результатам, "эффект марки цемента" практически исчезает.

Таким образом, стандартную прочность бетона с СП можно оперативно прогнозировать по его водоредуцирующему действию, определяя прочностные эффекты снижения В/Ц и уменьшения объема цементного камня. При наличии данных о значимом прочностном эффекте СП в бетоне неизменного состава его также следует учесть при прогнозировании.

### Библиографический список

1. **Баженов Ю.М.** Повышение эффективности и экономичности технологии бетона // Бетон и железобетон. - 1988. - № 9. - с. 7 - 9.
2. **Сорокер В.И., Довжик В.Г.** Жесткие бетонные смеси в производстве сборного железобетона. - М.: Стройиздат. - 1964. - 307 с.
3. **Schlotman B.** Ueber den Einflu der Zementmenge aut die Betondruckfestiqkeit. Beton. - 1964. - № 10.
4. **Зоткин А.Г., Гершберг О.А.** О влиянии состава бетона на снижение прочности при недоуплотнении // Известия ВУЗов "Строительство и архитектура". - 1971. - № 4. - с. 107 - 109.
5. **Бабаев Ш.Т., Комар А.А.** Энергосберегающая технология железобетонных конструкций из высокопрочного бетона с химическими добавками. - М.: Стройиздат. - 1987. - 240 с.
6. **Бетоны с эффективными суперпластификаторами** // Сб. НИИЖБ. - М.: 1979. - 229 с.
7. **Исследование и применение бетонов с суперпластификаторами** // Сб. НИИЖБ. - М.: 1982. - 159 с.
8. **Бетоны с эффективными модифицирующими добавками.** Сб. НИИЖБ. - М.: 1985. - 157 с.



## В ПОМОЩЬ ПРОЕКТИРОВЩИКУ

Б.А. ЯГУПОВ, канд. техн. наук, проф., В.Ф. СТЕПАНОВА, д-р техн. наук, проф.,  
В.М. БОНДАРЕНКО, д-р техн. наук, проф., академик РААСН

### К ВОПРОСУ ОБ УСИЛЕНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Железобетонные конструкции зданий и сооружений предназначены для восприятия силовых и средовых воздействий. Первые определяются гравитационными силами, жизнедеятельностью людей, природно-климатическими и технологическими явлениями, катастрофическими и аварийными событиями. Воздействия внешней среды обуславливаются температурой, влажностью, воздухообменом, химической агрессивностью, радиоактивностью. Указные воздействия приводят к необходимости усиления железобетонных конструкций. Оно обязательно при непредусмотренных износе и повреждениях, при перегрузках от внедрения новых производственных технологий с изменением назначения или увеличением пролетов (высот) зданий, а также при их реконструкции [3].

Так как силовое сопротивление оценивается коэффициентом конструктивной безопасности

$$K_{KB} = \frac{L^*}{L^0} \geq 1, \quad (1)$$

где  $L^*$  - количественное значение некоторого вида сопротивления;  $L^0$  - количественное значение соответствующего силового воздействия (напр. усилие в сечении элемента), которое должно быть не меньше некоторой нормируемой или рекомендованной величины, то очевидно, что повышение потенциала сопротивления, реализуемого с помощью усиления конструкций, может осуществляться либо увеличением  $L^*$ , либо уменьшением  $L^0$ .

Этим предполагаются два способа осуществления усиления конструкций (естественно, что на практике не исключается целесообразное сочетание этих способов):

- увеличение силового сопротивления сечений или элементов конструкций, реализуемое, как правило, наращиванием или внешним обжатием;
- уменьшение соответствующих воздействий (усилий), достигаемое, как правило, с помощью направленного изменения расчетной схемы или непосредственно разгрузкой конструкции.

В обоих случаях требуются как обеспечение совместной работы "старой" (усиливаемой) конструкции и "новой" (усиливающей) конструкции, так и технологически предшествующая разгрузка сооружений. Оценка целесообразности (возможности) усиления, а также выбор способа и схем его исполнения в каждом случае производится после расчета остаточного ресурса силового сопротивления.

Схема силового сопротивления железобетонного элемента, поврежденного коррозией и усиленного

односторонним наращиванием бетона (или железобетоном), изображена на рис. 1.

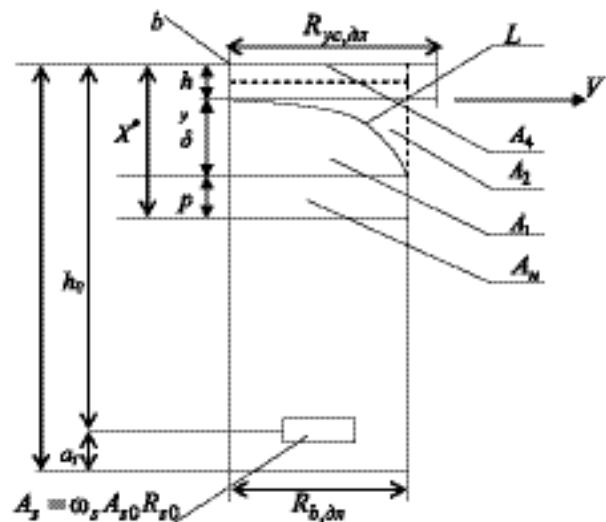


Рис. 1 Расчетная модель для моментного силового сопротивления усиленного наращиванием поврежденного коррозией железобетонного элемента (здесь  $R_{yc}$  - класс бетона усиления,  $A_s$  - площадь сечения)

Напомним, что величины  $Z^*$  и  $\delta$  предпочтительно уточнять зондированием натуральных конструкций. Расчет ресурса силового сопротивления сечения железобетонного элемента, усиленного наращиванием сжатой зоны, производится при полном удалении разрушений коррозией части сечений, т.е.  $Z^* = 0$ , и в предположении, что необходимая связь между старым и новым бетоном обеспечена. Вычисление ресурса моментного силового сопротивления осуществляется относительно центра тяжести растянутой арматуры. Ресурс моментного силового сопротивления железобетонного элемента, поврежденного коррозией, вычисляется по [2]. Длительная прочность бетона оценивается как  $R_{dl} \cong 0,75KR$ ; функция повреждений описывается формулой (2) при  $K_1 = 0$

$$K(Z) = \sum_{i=0}^{i=2} a_i Z_i, \quad \text{где } a_0 = 0; a_1 = \frac{2}{\delta}; a_2 = -\frac{1}{\delta^2}, \quad (2)$$

где  $\delta$  - глубина повреждения при кольматационной коррозии [1].

Отсюда

$$A_s = bh_{yc}; A_{Z^*} = bZ^*; A_1 = \frac{2}{3}b\delta; A_2 = \frac{1}{3}b\delta; \quad (3)$$

$$A_s = \omega_s A_{s0}; A_H = \rho b \quad (\text{при } \rho = X^* - (h_0 + \delta)). \quad (4)$$

Соответственно осевые усилия в этих компонентах

$$F_{yc} = A_{yc} R_{yc, \delta l}; F_1 = A_1 R_{b, \delta l}; F_H = A_H R_{b, \delta l} \quad (5)$$

а высота сжатой зоны определяется из условия равновесия всех сил на горизонтальную ось, т.е.

$$\Sigma F_K = 0; F_{yc} + F_1 + F_H - F_S = 0, \quad (6)$$

которая теперь выражается формулой

$$X^* = X_1 + \frac{1}{3} \delta - \left( \frac{R_{yc, \delta l}}{R_{b, \delta l}} - 1 \right) h_0, \quad (7)$$

где  $X_1 = \omega_s X_0$ ,  $X_0 = \frac{A_{s0} R_s}{b R_{b, \delta l}}$ . (8)

При этом не должны исключаться случаи, когда

$$X^* < h_{yc} + \delta \text{ или } X^* < h_{yc}. \quad (9)$$

Расстояние от центров тяжести компонентов сечения относительно оси V определяется по формулам

$$r_{K,yc} = \frac{h_{yc}}{2}; r_{F,1} = \frac{b \int_0^{\delta} K Z dZ}{b \int_0^{\delta} K dZ} = \frac{5}{8} \delta;$$

$$r_{KH} = \delta + \frac{1}{2} \rho. \quad (10)$$

Отсюда получаем моментные плечи всех компонентов моментного силового сопротивления относительно центра тяжести растянутой арматуры

$$r_{S,yc} = h_0 - \frac{1}{2} h_{yc}; r_{S,1} = h_0 - \left( h_{yc} - \frac{5}{8} \delta \right);$$

$$r_{S,H} = h_0 - \left( h_{yc} + \delta + \frac{1}{2} \rho \right) \quad (11)$$

Реализация решения осуществляется поэтапно:

1. Устанавливаются так называемые базовые характеристики силового сопротивления, относящиеся к исходной (проектной) конструкции

$$M^0; M_{np}; K_{кб} = \frac{M_{np}}{M_0}, \quad (12)$$

где  $M^0$  - внутреннее усилие от полной нагрузки;  $M_{np}$  - предельное силовое сопротивление, определяемое по действующим СП;  $K_{кб}$  - проектная характеристика конструктивной безопасности.

В предельном случае  $M_{np} = M^0$  и  $K_{кб} = 1$ .

2. На этом этапе, следующим за обследованием конструкции и оценкой остаточного ресурса ее силового сопротивления  $M^*$ ,  $Q^*$ , анализируются геометрическое положение конструкции, в том числе прогибы  $\bar{U}^*$ . Затем производится удаление поврежденной части бетона сжатой зоны (не меньше, чем на глуби-

ну полного коррозионного разрушения  $Z^*$ ). Потом восстанавливаются или устанавливаются закладные детали и связи, которые в дальнейшем, после укладки бетона усиления, окажутся недоступными, в том числе привариваемые к арматуре сжатой зоны элементы анкеровки слоя вновь наращиваемого бетона со старым бетоном. Наконец, устраиваются шпоночные борозды или насечка в обнаженном предыдущим вскрытием фибровом слое усиливаемой конструкции. Одновременно инструментальным зондированием уточняются величины  $Z^*$  и  $\delta$  (см. рис. 1).

3. Далее для расчетных сечений уточняются значения внутренних усилий с учетом фактической нагрузки  $q_1$  и особенностей граничных условий, а также для статически неопределимых систем - с учетом изменения состояния жесткости их элементов -  $M^0$ ,  $M^0_1$ ,  $M^*$ .

4. На следующем этапе проводится максимально возможная разгрузка усиливаемой конструкции (снятием полезной нагрузки и части собственного веса). При этом фиксируются как величины разгрузки  $q_p$ , так и величина необходимого восстановления прогибов  $U_p$ , углов поворота  $\varphi_p$  и т.д. Во многих случаях целесообразно полное разгружение конструкций с помощью принудительного режимного "поддомкрачивания".

5. Поскольку после разгрузки усилие  $M^0_1$  уменьшается до  $M^0_2 < M^0_1$ , возникает резерв силового сопротивления  $\Delta M^*$ , равный

$$\Delta M^* = M^* - M^0_2; M^0_2 = \frac{q_2}{q_1} M^0_1; q_2 = q_1 - q_p, \quad (13)$$

и вычисляется уровень этого резерва

$$\psi = \frac{\Delta M^*}{M^*} \quad (14)$$

Заметим, что при полной разгрузке

$$q_p = q_1; q_2 = 0; M^0_2 = 0; \Delta M^* = M^* \text{ и } \psi = 1. \quad (15)$$

Установленный резерв применительно к растянутой арматуре означает возможность использовать в дальнейшем ее силовое сопротивление

$$\Delta A_{s,2} = \omega_s \psi A_{s0} \text{ или } \Delta F_{s,2} = \omega_s \psi A_{s0} R_s \quad (16)$$

6. Исходя из принципа сложения сопротивлений, далее весь ресурс силового сопротивления растянутой рабочей арматуры  $F_{s,2}$ , который при необходимости может быть увеличен дополнительной установкой арматурных стержней, направляется на восприятие усилий, возникших от нагрузки  $\Delta M$ , которая складывается из снятой до усиления нагрузки и расчетной дополнительной пригрузки.

Геометрические размеры и класс бетона усиления находят следующим расчетом

$$\Delta M^* = A_{yc} R_{yc, \Delta l} r_{s, yc} + \psi A_1 R_{b, \Delta l} r_{s1} + \psi A_n R_{b, \Delta l} r_{sn}, \quad (17)$$

где  $A_1 = \frac{2}{3} b \delta$ ;  $A_{yc} = b_{yc} h_{yc}$ ;  $A_n = b [X_0 - (\delta + h_{yc})]$  (18)

$$r_{s, \Delta l} = h_0 - \frac{5}{8} \delta - h_{yc}; \quad r_{s, yc} = h_0 - Z^* + \frac{1}{2} h_{yc};$$

$$r_{sn} = h_0 - \frac{1}{2} (X^* + \delta - h_{yc}) \quad (19)$$

Подстановка и группировка (17-19) приводит решение к уравнению

$$ah^2_{yc} + ch_{yc} + d = 0, \quad (20)$$

где  $a = \frac{1}{2} b R_{b, \Delta l} \left( \psi + \frac{b_{yc} R_{yc, \Delta l}}{b R_{b, \Delta l}} \right)$

$$c = -b R_{b, \Delta l} \left[ \frac{b_{yc} R_{yc, \Delta l}}{b R_{b, \Delta l}} h_0 - \frac{2}{3} \psi \delta - \psi \left( h_0 - \frac{1}{2} X \right) \right] \quad (21)$$

$$d = \Delta M^* - b R_{b, \Delta l} \left[ \frac{2}{3} \psi \delta h_0 - \frac{5}{12} \psi \delta^2 + \psi \left( h_0 X - \frac{1}{2} X^2 - h_0 \delta + \frac{1}{2} \delta^2 \right) \right]. \quad (21a)$$

Отсюда искомая величина  $h_{yc}$  при назначенных  $b_{yc}$  и  $R_{yc, \Delta l}$  может быть представлена формулой

$$h_{yc} = \frac{-c \pm \sqrt{c^2 - 4ad}}{2a} \quad (22)$$

(при полной разгрузке  $\psi = 1$ ).

Усиление наращиванием  $h_{yc}$ ,  $b_{yc}$ ,  $R_{yc, \Delta l}$  считается удовлетворенным при

$$M^*_{yc} = M^0_2 + \Delta M \geq \eta M^0_1, \quad (23)$$

где  $\eta \geq 1,8 \dots 2,2$  - коэффициент конструктивной безопасности, зависящий от уровня ответственности объекта и соотношения постоянной и временной долей нагрузки.

При восстановлении силового сопротивления поврежденных железобетонных элементов часто бывает целесообразным обжаты конструкцию с помощью канатов (или арматуры) по способу натяжения "на бетон". Этим осуществляется закрытие трещин, изменение знака действующих напряжений, создание обратного выгиба, повышение жесткости обжимаемых элементов. Между тем, дальнейшая эксплуатация таких усиленных обжатием элементов показывает, что с течением времени их состояние ухудшается. Как правило, это обусловлено недостаточной точностью прогноза потерь предварительно-

го натяжения этих канатов (или арматуры) - отношением напряжения в момент  $t$  к начальному напряжению  $\frac{\sigma_k(t)}{\sigma_k(t_0)}$ . Уточнение обеспечивается учетом ре-

лаксации напряжений канатов (или арматуры) и просадки анкерных устройств, опирающихся на неравномерно деформируемые каменную кладку или железобетонные элементы.

Расчетная схема использует следующие посылки:

- равенство укорочения канатов  $\Delta U_k$  и осадки поверхности усиленного элемента  $\Delta U_{oc}$

$$\Delta U_k = \Delta U_{oc} \quad (24)$$

- реологическое уравнение силового сопротивления материалов принимается в записи временного модуля деформаций [1]; при этом для бетонов и каменной кладки быстронатекающая ползучесть учитывается, а для канатов и арматуры - не учитывается

- усилие в канате (арматуре) и напряжение в нем записываются в виде

$$P(t) = A_k \sigma_k(t), \quad \sigma_k(t) = \sum_{i=0}^n a_i (t - t_0) \quad (25)$$

с последующим линеаризующим упрощением

$$\sigma_k(t) = \sigma_k(t_0) - a_i (t - t_0), \quad (26)$$

где  $A_k$  - расчетная площадь сечения каната или арматуры

$$A_k = \omega_s A_{k0}, \quad (27)$$

где  $A_{k0}$  - исходные площади сечений элемента и арматуры.

Отсюда укорочение каната (или арматуры)

$$\Delta U_k(t, t_0) = \sigma_k(t_0) B_{k,1} - a_1 B_{k,2}(t, t_0), \quad (28)$$

причем  $B_{k,1} = \frac{1}{E_k^*} l$ ;

$$B_{k,2} = \left[ \frac{t - t_0}{E_k^*} - \int_{t_0}^t (\tau - t_0) \frac{\partial}{\partial \tau} C_k^*(\tau, t) d\tau \right] l \quad (29)$$

(здесь  $l \approx l(t_0)$  - расчетная длина каната).

Осадка (укорочение) железобетонного стержня

$$\Delta U_{эл}(t, t_0) = \sigma_k(t_0) B_{эл,1} - a_1 B_{эл,2}(t, t_0), \quad (30)$$

где  $B_{эл,1}(t, t) = \left[ \frac{1}{E_{эл}^*(t)} + C_{эл}^*(\tau, t) \right] \frac{A_k}{A_{эл}}$ ;

$$B_{эл,2}(t, t_0) = \left[ \frac{t - t_0}{E_{эл}^*(t)} + C_{эл}^*(\tau, t) (t - t_0) - \int_{t_0}^t (t - t_0) \frac{\partial}{\partial \tau} c_{эл}^*(\tau, t_0) d\tau \right] \frac{A_k}{A_{эл}} \quad (31)$$

при этом  $(E_{эл}^M)^* = K^* E_{эл}^M(t)$ ;  $C^* = C^0/K^*$ ,

где  $K^*$  - коэффициент коррозионного повреждения [1].

Теперь искомые  $a_1$  и  $\frac{\sigma_{\kappa}(t)}{\sigma_{\kappa}(t_0)}$  (уровень падения пред-напряжения) примут вид

$$a_1 = \sigma_{\kappa}(t_0) \frac{B_{\kappa,1}(t, t_0) - B_{эл,1}(t, t_0)}{B_{\kappa,2}(t, t_0) - B_{эл,2}(t, t_0)} \quad (32)$$

$$\frac{\sigma_{\kappa}(t)}{\sigma_{\kappa}(t_0)} = 1 - \frac{B_{\kappa,1}(t, t_0) - B_{эл,1}(t, t_0)}{B_{\kappa,2}(t, t_0) - B_{эл,2}(t, t_0)} (t - t_0) \quad (33)$$

Кроме того, известно, что при снятии с нагруженной конструкции некоторой доли или всей нагрузки ее деформации частично погашаются; соответственно, прогибы уменьшаются. Одновременно известно, что указанное погашение деформаций (в том числе и прогибов) происходит не полностью, остается непогашенный прогиб. Причиной этого являются потери, связанные с гистерезисом энергии при переменном деформировании: нагрузка-разгрузка, а также при повреждении узлов - изменении граничных условий.

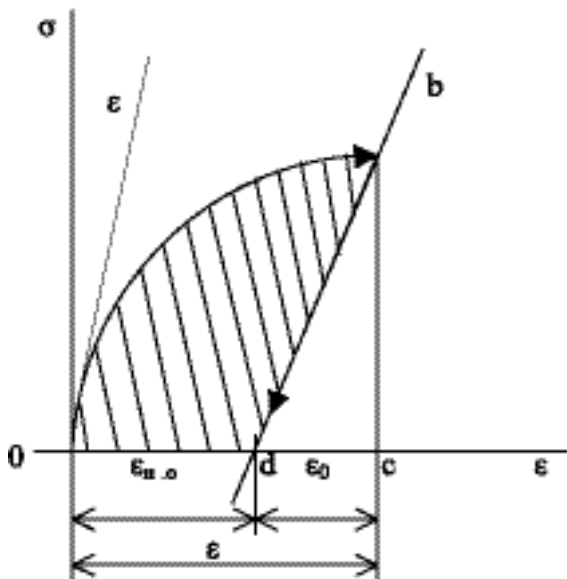


Рис. 2. Петля гистерезиса

При записи реологических уравнений силового сопротивления в режиме неубывающего монотонного нагружения на диаграмме  $\sigma - \varepsilon$  изображается некоторая восходящая кривая  $ob$ . При разгрузке, как показывают эксперименты, связь между напряжением и деформациями линейна, причем модуль деформации при разгрузке равен начальному модулю деформации нагрузки ( $bd/\sigma\varepsilon$ ).

Отсюда следует, что работа напряжений при нагрузке  $\Delta 0bc$  существенно превышает потенциал отпорности  $\Delta 0bdc$ . Разница между этими площадя-

ми численно равна площади петли гистерезиса  $\Delta 0bd0$ , а отношение  $\Delta 0bd0$  к  $\Delta 0bc$  представляет собою коэффициент поглощения энергии  $\Psi$  в единице объема образца за один цикл нагружения-разгрузки.

$$\Psi = \frac{\Delta W}{W}, \quad (34)$$

где  $\Delta W$  - площадь петли гистерезиса;  $W$  - площадь диаграммы нагружения;  $\varepsilon$  - полная деформация;  $\varepsilon_{н,0}$  - необратимая часть полной деформации;  $\varepsilon_0$  - обратимая часть полной деформации.

Используя [2], получаем

$$W = C^* W_0; W_0 = \frac{\sigma^2}{2E_{b,\delta l}};$$

$$\Delta W = (C^* - 1) \frac{\sigma^2}{2E_{b,\delta l}}, \quad (35)$$

$$\text{где } C^* = 1 + V^* \left( 1 - \frac{1}{2 + m^*} \right) \left( \frac{\sigma}{R_{b,\delta s}} \right)^{m^*}. \quad (36)$$

$$\text{При этом } E_b^* = \frac{E\sigma}{K^*}; R_b^* = \frac{R_b}{K^*}.$$

Заметим, что влияние коррозионных повреждений учитывается изменениями  $R^*$ .

Как показал анализ, при рабочей оценке значений  $\Psi$ , взвешенных для балочной конструкции в целом, следует принять  $\sigma = 0,5R_{кр}$ ;  $K^* = 0,5$ ,  $V = \frac{42,5}{R_b}$ ,  $m^* = 4$  и, следовательно,

$$C = 1 + \frac{35}{R_b} \quad (37)$$

$$\text{и } \Psi = 1 - \frac{1}{C} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{35}{R_b}} < 1 \quad (38)$$

Далее с помощью  $\Psi$  (34) находят декремент затухания  $\delta$ , параметр неупругости сопротивления  $\gamma$ , существенно важные при многоступенчатом нагружении конструкции

$$\gamma = \frac{\Psi}{2\pi}; \delta = \frac{\Psi}{2}. \quad (39)$$

Для количественной иллюстрации приведем значения  $\Psi$ ,  $\gamma$  и  $\delta$  для бетонов классов В15 и В60 (см таблицу).

Класс бетона	Параметры	Уровень напряженного состояния $\sigma/R_b$					
		0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
В15	$\Psi$	0.0	0.008	0.110	0.387	0.689	0.834
	$\gamma$	0.0	0.001	0.017	0.062	0.111	0.152
	$\delta$	0.0	0.004	0.055	0.194	0.345	0.417
В60	$\Psi$	0.0	0.003	0.040	0.175	0.452	0.621
	$\gamma$	0.0	0.001	0.006	0.023	0.072	0.099
	$\delta$	0.0	0.002	0.020	0.087	0.226	0.310

Отсюда, для полной разгрузки балочной конструкции необходимо ввести дополнительную поддомкрачиваемую опору силой  $P$ , которая должна погашать остаточный прогиб конструкции и вследствие физической линейности разгрузки определяется по формулам

$$P = 48 \Psi_{max} \frac{U_{max}}{\ell^3} D^* \quad (40)$$

$$U_{ост} = \Psi U_{max} \quad (41)$$

$$\text{При этом } D^* = \sum_{K=1}^{K=n} D^*_K$$

$$D^*_S = \omega_s A_{s0} E_S (r_S)^2 D^*_{bK} = D_K E^*_K r^2_K,$$

где  $r_K$  - плечо контакта жесткости относительно центра тяжести приведенного сечения в начале наблюдения;  $U_{max}$  - полный прогиб конструкции перед разгрузкой;  $\ell$  - пролет однопролетной шарнирно опертой балки;  $P$  - искомая сила поддомкрачивания, приложенная посередине пролета;  $D^*$  - жесткость поврежденной балки в начале процесса разгрузки (данная жесткость по мере увеличения продолжительности действия силы  $P$  за счет ползучести уменьшается, это уменьшение в зависимости от влажности среды колеблется от двух до трех раз).

Таким образом, выбирая временной режим поддомкрачивания, можно подобрать наименее энергоемкий способ работы и получить минимальные восстановительные усилия в конструкции. Последнее существенно при реализации усиления изменением расчетной схемы конструкции.

### Библиографический список

1. Бондаренко В.М., Боровских А.В. Износ, повреждения и безопасность железобетонных сооружений, МИКХиС, 2000, с. 82.
2. Бондаренко В.М., Степанова В.Ф. Некоторые практические вопросы усиления железобетонных конструкций, Вестник ОН РААСН, 2008.
3. Ягунов Б.А. Расчетные предпосылки комплексной оценки силового сопротивления железобетонных конструкций при интенсивных коррозионных воздействиях // Бетон и железобетон. - № 3. - 2008.

Л.Л. ПАНЬШИН, д-р техн. наук, проф., Н.А. БЕЛИКОВ, инж. (МГСУ)

## РАСЧЕТ КОЛОНН МОНОЛИТНЫХ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ ПО ДЕФОРМИРОВАННОЙ СХЕМЕ

В соответствии с рекомендациями [1] при расчете гибких внецентренно сжатых конструкций, в том числе в многоэтажных зданиях, следует учитывать влияние прогиба на их несущую способность путем расчета по деформированной схеме.

Разработанный алгоритм учитывает геометрическую (продольный изгиб) и физическую (изменение жесткостных параметров сечений) нелинейность, а также взаимодействие колонны со смежными элементами (выше- и нижележащими колоннами и примыкающими ригелями).

В результате анализа различных расчетных схем создан универсальный расчетный модуль, позволяющий выполнить расчет колонны с учетом совместной работы с конструкциями перекрытий. Для его проведения, ввиду сложности и значительной трудоемкости при ручном счете, создан расчетный модуль на IBM-совместимом компьютере. Рассмотренная расчетная схема представлена на рис.1 и предусматривает введение упруго-податливых связей, имитирующих закрепления концов колонны, а также горизонтальных элементов, имитирующих ри-

гель или плиту перекрытия с соответствующей жесткостью.

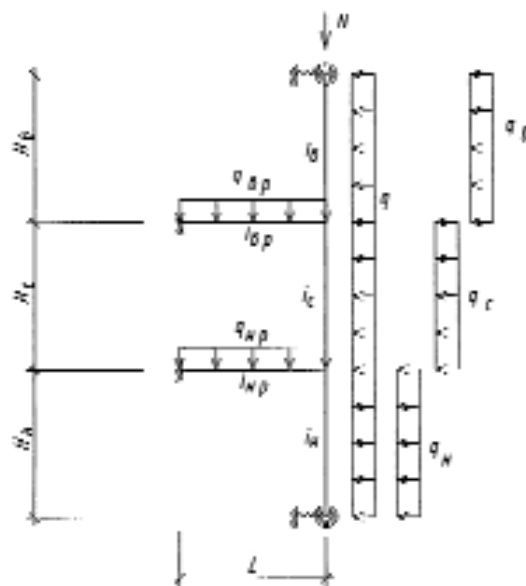


Рис.1 Расчетная схема конструкции

Расчет по деформированной схеме состоит из двух основных этапов. На первом выполняется статический расчет конструкции при фиксированных начальных значениях жесткостей элементов. На втором корректируются значения жесткостей в зависимости от значений внутренних усилий.

В рамках первого этапа реализуется метод перемещений. Для задания жесткостей, изменяющихся по длине элемента, каждый из них разбивается на несколько участков. Основная система образуется путем введения в сечениях, ограничивающих участки, фиктивных угловых и линейных связей.

Система канонических уравнений метода перемещений имеет вид:

$$\sum r_{ij} Z_j = -R_{ip}, \text{ где } (i = 1, 2, \dots, m; j = 1, 2, \dots, n),$$

где  $r_{ij}$  - реакции в введенных связях от единичных перемещений (угловых и линейных) в основной системе;  $R_{ip}$  - реакции в введенных связях от внешних нагрузок в основной системе.

При вычислении коэффициентов  $r_{ij}$ ,  $R_{ip}$  используются специальные функции согласно [5], учитывающие влияние продольного изгиба.

После определения неизвестных  $Z_j$  вычисляются усилия в каждом сечении:

$$M_a = \sum M_{aj} Z_j + M_{ap}, \text{ где } (a = 1, 2, \dots, t; j = 1, 2, \dots, n);$$

Здесь  $M_a$  - результирующее усилие в сечении  $a$ ;  $M_{aj}$  - усилие в сечении  $a$  в основной системе от единичного перемещения  $Z_j$ ;  $M_{ap}$  - усилие в сечении  $a$  от внешней нагрузки в основной системе.

На втором этапе по полученным значениям внутренних усилий в граничных сечениях участков выполняется корректировка жесткостей элементов расчетной схемы. Для этого строятся диаграммы "момент-жесткость", используя программу АРКАН [2], алгоритм которой реализует расчет железобетонных конструкций на основе неупругой деформационной модели [1]. В расчетном модуле программы АРКАН при задании физико-механических характеристик арматуры и бетона используются двухлинейная диаграмма деформирования арматурной стали, согласно [1], и нелинейная диаграмма деформирования бетона с ниспадающей ветвью.

Полученные в зависимости от усилий значения жесткостей присваиваются элементам расчетной схемы, и производится итерационный расчет. Его ведут до тех пор, пока разница в жесткостях элементов или усилиях в различных сечениях конструкции не станет меньше заданной погрешности расчета. Обычно на практике достаточно 2...3 итераций для получения достоверного результата. По окончании расчета определяются возникающие от внешних воздействий усилия и перемещения в различных сечениях конструкции.

Для проверки надежности разработанного метода и целесообразности его дальнейшего применения были осуществлены деформационные расчеты гибких железобетонных колонн, которые испытывались Е.А. Чистяковым и К.Э. Талем [3, 4]. В исследовании использовались данные экспериментов по 8, 10, 11, 12, 15, 17, 23, 25, 28 сериям колонн. В опыте испытывались колонны сечением 240x150 и 240x100 мм, длиной 4,5 м. Продольное армирование образцов состояло из четырех стержней арматуры, установленных в углах сечения, арматура образцов различных классов с  $R_s = 2600...4260$  кгс/см<sup>2</sup>, бетон образцов призменной прочности 123...390 кгс/см<sup>2</sup>. Для анализа были выбраны колонны, различные по армированию ( $\mu = 0,5\%...3,8\%$ ), по эксцентриситету приложенной продольной силы ( $e_0/h = 0,16...0,77$ ), по гибкости ( $l_0/h = 30...46$ ). Колонны рассчитывали разработанным методом, а также с помощью программно-вычислительного комплекса Лиры 9.2 с целью выявления наиболее точного подхода.

В программе Лира 9.2 была принята трехлинейная диаграмма деформирования бетона согласно [3]. Двухлинейные диаграммы растянутой арматуры как при расчете по разработанной методике, так и при расчете в Лире 9.2. принимали одинаковыми.

Результаты расчетов колонн, испытанных в работах [3, 4], представлены в таблице. Графики прогибов колонн 8-4, 10-2 и 11-5 приведены на рис. 2.

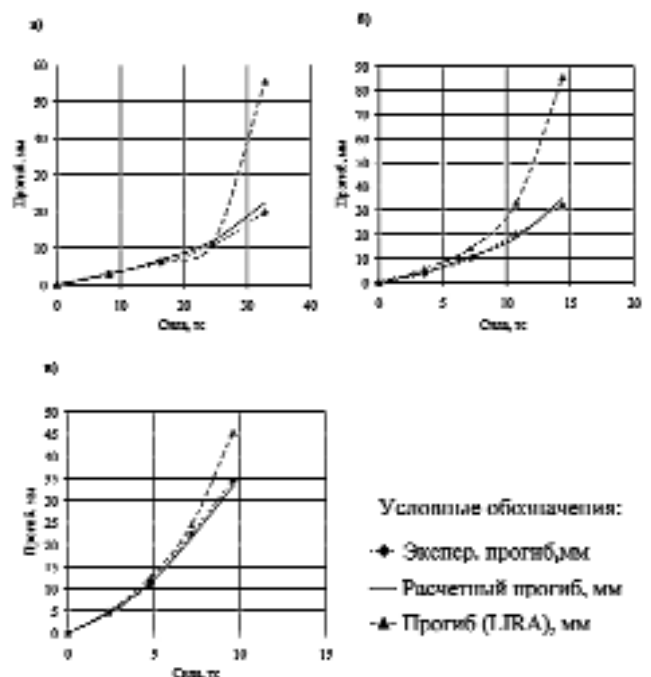


Рис. 2. Графики прогибов колонн  
а - колонны 8-4, б - колонны 10-2, в - колонны 11-5

Расхождения результатов наблюдаются в основном в случае приложения 80% от разрушающей нагрузки, когда влияние неупругих деформаций на работу конструкции имеет большое значение. В связи с этим была проведена статистика результа-

№ п/п	Шифр колонны	Сила, тс	Экспер. прогиб, мм	Расчетный прогиб, мм	Прогиб (LIRA), мм
1	10-2	3,6	3,6	4,3	5,5
2		7,2	10	10,7	14,3
3		10,8	20	18,8	33,2
4		14,4	32	34,8	85,5
5	11-5	2,4	4,4	4,6	4,9
6		4,8	11,2	11,3	12,4
7		7,2	22,4	21,6	24,4
8		9,6	34,4	33,4	45,5
9	12-2	4	1,6	2,1	1,8
10		8	4	4,3	3,7
11		12	7,4	7,7	6,0
12		16	14	12,5	8,9
13	15-3	7,72	2,5	2,5	2,6
14		15,44	5,5	5,8	5,7
15		23,16	9,5	9,2	9,4
16		30,88	18	16,6	14,3
17	17-1	8,88	2,5	2,6	2,8
18		17,76	6,7	5,9	6,1
19		26,64	10,4	9,3	10,1
20		35,52	18	16,6	15,7
21	17-5	5,6	2	2,3	2,2
22		11,2	4	5,3	4,8
23		16,8	7,2	8,5	7,7
24		22,4	12,8	12,8	11,3

№ п/п	Шифр колонны	Сила, тс	Экспер. прогиб, мм	Расчетный прогиб, мм	Прогиб (LIRA), мм
25	23-1	8,64	2,4	2,2	2,3
26		17,28	4,5	4,9	5,0
27		25,92	8,5	7,7	8,3
28		34,56	17	12,8	12,3
29	28-5	2,66	1,2	2,0	2,0
30		5,32	3,5	4,5	4,5
31		7,98	6	8,8	7,7
32		10,64	12	13,6	12,0
33	8-4	8,2	3,2	2,8	3,0
34		16,4	6	6,7	6,5
35		24,6	10,8	11,9	11,0
36		32,8	19,6	22,4	55,6
37	25-1	8,8	2	2,6	2,7
38		17,6	5,5	5,8	5,9
39		26,4	10,1	9,2	9,8
40		35,2	16	15,4	14,9
41	25-3	8,8	2	2,6	2,5
42		17,6	5,5	5,8	5,4
43		26,4	9	9,1	8,8
44		35,2	15	15,4	13,1
45	25-5	8,8	2	2,6	2,5
46		17,6	5,5	5,6	5,5
47		26,4	9,5	8,8	9,1
48		30,8	11,5	11,3	13,6

тов по прогибам средин колонн при нагрузке, равной 80% от разрушающей. Было произведено вычисление средних абсолютных и относительных погрешностей, а также интервалов изменчивости погрешностей (доверительных интервалов) разработанного метода расчета и расчета в программе Лира 9.2.

Сходимость результатов эксперимента, проведенного в [3, 4], с результатами расчета по разработанной методике является удовлетворительной. Средняя относительная погрешность расчета по разработанной методике составляет  $\bar{x}_{rel} = -1,7\%$ , доверительный интервал  $\Delta x_{rel} = 6,9\%$ , средняя абсолютная погрешность составляет  $\bar{x}_{abs} = -0,23$  мм, доверительный интервал  $\Delta x_{abs} = 1,25$  мм.

Сравнение результатов расчета колонн, испытанных в [3, 4], с помощью программно-вычислительного комплекса Лира 9.2 показало, что средняя относительная погрешность расчета с помощью этой программы составляет  $\bar{x}_{rel} = 22,77\%$  с доверительным интервалом  $\Delta x_{rel} = 46,85\%$ , а средняя абсолют-

ная погрешность этого расчета  $\bar{x}_{abs} = 6,87$  мм с доверительным интервалом  $\Delta x_{abs} = 11,79$  мм. Очевидно, что сходимость результатов, полученных с помощью разработанного метода, по последним точкам (80% от разрушающей нагрузки) выше, чем с помощью расчета в Лире.

### Библиографический список

- СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения // Москва, 2004.
- Паньшин Л.Л., Крашенинников М.В. Оценка эффективности неупругой деформационной модели при расчете нормальных сечений // Бетон и железобетон. - №3. - 2003.
- Таль К.Э., Чистяков Е.А. Экспериментальное исследование гибких железобетонных стержней при длительном загрузении // Тр. института, вып. 26. Исследование прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных конструкций. - М.: 1962
- Чистяков Е.А. Основы теории, методы расчета и экспериментальные исследования несущей способности сжатых железобетонных элементов при статическом нагружении // Дисс. на соискание уч. степ. д-ра техн. наук. - М.: 1985.
- Киселев В.А. Строительная механика: Спец. курс. Динамика и устойчивость сооружений // Уч. для вузов, 3-е изд., исправленное и дополненное. - М.: Стройиздат, 1980.

В.А. ИВОВИЧ, д-р техн. наук, проф., М.В. АРУТЮНЯН, канд. техн. наук  
(ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко)

## СНИЖЕНИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ ВИБРАЦИОННЫХ НАГРУЗОК НА КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ

Машины и установки, создающие динамические нагрузки, делятся на три типа в зависимости от характера динамического воздействия: гармоническое, периодическое и импульсное. В зависимости от характерной частоты при гармонических и периодических воздействиях и продолжительности импульса машины и установки составляют три группы (табл.1).

Таблица 1

Группы	Тип машин и установок		
	Частота нагрузки или преобладающей гармоники, цикл/мин	Характеристика частотности	Продолжительность импульса, с
1	До 400	Низкочастотные	Более 0.1
2	От 400 до 2000	Среднечастотные	От 0.1 до 0.005
3	Более 2000	Высокочастотные	Менее 0.005

Машины и установки с динамическими нагрузками делятся на четыре категории по динамичности (табл.2).

Таблица 2

Категория динамичности	Величины нагрузки		
	Характеристики динамичности	Амплитуда силы, Н	Эквивалентный импульс, Н·с
I	Малая	До 100	До 10
II	Средняя	От 100 до 1000	От 10 до 100
III	Большая	От 1000 до 10000	От 100 до 1000
IV	Очень большая	Более 10000	Более 1000

При периодической нагрузке в качестве величины нагрузки принимается наибольшая из амплитуд гармоник [2]. Для машин с номинально уравновешенными вращающимися частями амплитуда динамической нагрузки, изменяющейся во времени по гармоническому закону, определяется по формуле:

$$R = m \cdot e \cdot \Omega^2, \quad (1)$$

где  $m$  - масса вращающихся частей;  $e$  - эксцентриситет, носящий случайный характер и определяемый по результатам экспериментальных исследований;  $\Omega$  - круговая частота вращения, рад/с.

Для некоторых машин величину динамической нагрузки можно определить по формулам [3]. Сведе-

ния о динамических нагрузках должны содержаться в паспортах заводов изготовителей. При отсутствии каких-либо данных в технической документации машин эти нагрузки можно определить расчетным путем или экспериментально [4].

Строительная конструкция может испытывать два основных режима колебаний: силовой, при приложении динамической силы, и кинематический, если происходит вынужденное движение некоторой точки конструкции.

При установке виброактивного оборудования на фундаментах, полах и перекрытиях здания вибрации передаются на несущие и ограждающие конструкции, другое оборудование и находящиеся в нем люди. Допустимые амплитуды перемещений фундаментов для машин различных типов и динамических характеристик оснований содержатся в отечественных и зарубежных нормах [5, 6]. Мероприятия по ограничению ожидаемых колебаний строительных конструкций заданными пределами при проектировании связаны с проведением динамических расчетов. Задачей динамического расчета является оценка ожидаемых колебаний еще до возведения здания и удовлетворение требованиям, исключающим вредное влияние этих колебаний на людей, строительные конструкции и оборудование, чувствительное к вибрациям. Амплитуды колебаний несущих конструкций не должны превышать уровень колебаний, вредный при длительном воздействии и допускаемый санитарно-гигиеническими нормами [7]. Характеристики воздействия колебаний на людей в зависимости от скорости и ускорения гармонических перемещений приведены в табл. 3.

Таблица 3

Характеристика воздействия колебаний на людей	Предельные ускорения колебаний $W_0$ , мм/с <sup>2</sup>	Предельная скорость колебаний $V_0$ , мм/с
	для частот от 1 до 10 кол/с	для частот от 10 до 100 кол/с
Не ощутимы	10	0.16
Слабо ощутимы	40	0.64
Хорошо ощутимы	125	2,0
Сильно ощутимы (мешают)	400	6.4
Вредны при длительном воздействии	1000	16
Безусловно вредные	более 1000	более 16



Классы чувствительности машин и приборов к гармоническим колебаниям основания и допустимые амплитуды скорости и ускорения при амплитудах перемещений не более 1 мм приведены в табл.4.

Таблица 4

Класс машин и приборов	Характеристики машин и приборов по чувствительности к гармоническим колебаниям	Допустимая амплитуда	
		Ускорения $W_0$ , мм/с <sup>2</sup> для частот 1-10 Гц	Скорость $V_0$ , мм/с для частот 10-100 Гц
I	Высокочувствительные	6.3	0.1
II	Среднечувствительные	63	1
III	Малочувствительные	250	4
IV	Нечувствительные	Более 250	Более 4

Класс чувствительности машин и приборов к гармоническим колебаниям устанавливается технологами.

При проведении динамических расчетов несущих конструкций в качестве модуля упругости  $E$  принимаются: для стальных конструкций - модуль продольной упругости, для бетонных и железобетонных конструкций - модуль упругости бетона при сжатии, для каменных конструкций - начальный модуль упругости кладки, для деревянных конструкций  $E = 1000$  кН/см<sup>2</sup> независимо от породы древесины.

Способность материалов конструкций поглощать энергию колебаний вследствие внутреннего трения характеризуется коэффициентом неупругого сопротивления  $\gamma$  (табл.5).

$$\gamma = \frac{\delta}{\pi}, \quad (2)$$

где  $\delta$  - логарифмический декремент затухания.

Таблица 5

Материал	Коэффициент $\gamma$ при динамической нагрузке категорий	
	I и II	III и IV
Железобетон ненапряженный	0.05	0.1
Железобетон предварительно напряженный	0.025	0.05
Прокатная сталь	0.01	0.025
Кирпичная кладка	0.04	0.08
Дерево	0.03	0.05

При проведении динамического расчета определяются частоты собственных колебаний, амплитуды динамических перемещений, амплитуды внутренних усилий и проверяется выполнение требований по ограничению колебаний по физиологическим и технологическим параметрам. При проверке несущей способности конструкций можно не учитывать динамические нагрузки: от машин I категории и виброизолированных машин II категории динамичности; для изгибаемых элементов перекрытий от машин, если на-

ибольшее динамическое перемещение от расчетных нагрузок за вычетом перемещений опор не превышает 1/50 000 пролета элемента; для колонн и стен здания, если разность горизонтальных динамических перемещений от расчетных нагрузок нижнего и верхнего концов колонны (стены) в пределах этажа не превышает 1/50 000 высоты этажа; для элементов перекрытий при гармонических нагрузках от машин II категории динамичности, относящихся к первой и третьей группам по частотности; для колонн и стен зданий при горизонтальных гармонических нагрузках II категории динамичности, относящихся ко второй и третьей группам по частотности.

Проверка воздействия колебаний конструкции на людей и технологическое оборудование не производится: для машин всех категорий динамичности, когда на конструкциях нет машин, станков и приборов I, II и III классов чувствительности к колебаниям и не требуется длительное присутствие людей; для машин I категории динамичности, устанавливаемых на виброизоляторах; для машин и установок II категории динамичности второй и третьей групп частотности, создающих горизонтальные нагрузки.

Проверка воздействия колебаний на людей при переходе через резонанс не производится.

Динамический расчет несущих конструкций промышленных зданий проводится по приближенным и уточненным расчетным схемам [8]. При проведении расчета по приближенным расчетным схемам конструкция здания расчленяется на отдельные элементы: балки, плиты, рамы и т.д., а динамические нагрузки с одного элемента на другой передаются по законам статики. Вертикальные и горизонтальные колебания рассматриваются отдельно.

Если установленный расчетом уровень колебаний конструкций не соответствует требованиям по несущей способности, а также жестким физиологическим ограничениям воздействия колебаний на людей и технологическим требованиям, то следует применить указанные ниже способы снижения уровня колебаний.

При выборе способа следует принимать во внимание следующие факторы: эффективность, простоту реализации и надежность виброзащиты; возможность предотвращения или максимального сокращения производственного процесса; остановка производства приводит к серьезным экономическим потерям. Ожидаемые результаты осуществления выбранного мероприятия проверяются повторным динамическим расчетом конструкции.

Виброзащитные мероприятия можно разделить на следующие группы: уменьшение динамического воздействия на здание путем отстройки частоты возмущения от частот собственных колебаний конструкции изменением массы, жесткости или частоты возмущения; изменение расположения источника динамического воздействия и несущих конструкций, передача динамических нагрузок на отдельные фундаменты, колонны, разгрузочные балки и т.п., устрой-

ство эффективной виброизоляции; применение динамических и ударных гасителей колебаний, увеличение демпфирования колебаний; уравнивание и балансировка машин, применение специальных устройств, обеспечивающих работу нескольких машин попарно в противофазе.

Мероприятия по уменьшению колебаний несущих конструкций, воспринимающих импульсивные нагрузки от машин, выполняются в соответствии с указаниями [3,8]:

а) Отстройка частоты возмущения от частоты собственных колебаний конструкции.

Необходимо стремиться к повышению жесткости и частот собственных колебаний конструкции перекрытия с тем расчетом, чтобы разность между наименьшей расчетной частотой собственных колебаний конструкции и частот возмущения привела к необходимому уменьшению амплитуды колебаний конструкции. Отсюда следует несколько рекомендаций по виброзащите: уменьшение пролета конструкции; увеличение размеров поперечного сечения; использование многопролетных конструкций; соединение главных балок с колоннами жесткими рамными узлами; добавление новых связей; переход от шарнирных опор к защемленным.

Жесткость стальных балок можно увеличить путем приварки дополнительных элементов. Жесткость железобетонных балок можно увеличить путем устройств больших вутов по концам балки.

Если частота вынужденных колебаний  $\Omega$  близка к верхней границе частотной зоны, то колебания конструкции можно уменьшить, увеличив ее массу или снизив жесткость. Снижение жесткости конструкции можно получить путем увеличения пролета или уменьшения поперечного сечения. Уменьшение жесткости целесообразно, когда динамические перемещения велики.

б) Изменение расположения машин.

Вертикальные колебания перекрытия можно уменьшить, если машины, возбуждающие вертикальные динамические нагрузки, помещать вблизи опор. Горизонтальные колебания здания можно уменьшить, расположив машины так, чтобы горизонтальная динамическая сила была ориентирована в том направлении, которому соответствует большее значение произведения

$$C\left(1 - \frac{\Omega^2}{\omega^2}\right), \quad (3)$$

где  $C$  - коэффициент жесткости;  $\Omega$  - частота возмущения;  $\omega$  - частота собственных колебаний.

В ряде случаев хорошие результаты дает применение крестовых связей в плоскости рам (рис. 1).

Колебания строительных конструкций промышленных зданий можно уменьшить путем подвески машин: к самостоятельным опорным конструкциям, выполненным в виде стальных или железобетонных рам, стоящих на собственных фундаментах и не свя-

занных с несущими конструкциями здания (рис.2); к стальным балкам (разгрузочным балкам), которые опираются непосредственно на колонны здания и не связываются с конструкциями перекрытия.

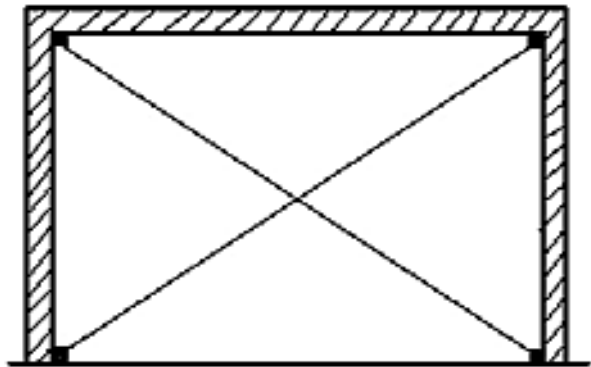


Рис. 1. Рама с крестовыми связями

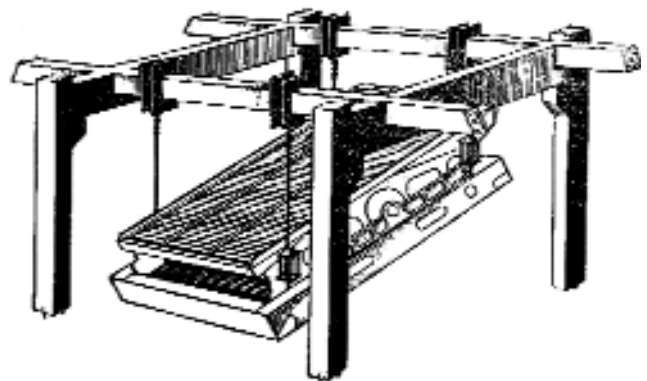


Рис. 2. Разгрузочная рама

Колебания разгрузочных балок можно не ограничивать требованиями санитарных норм. Применительно к установке грохотов на разгрузочных балках можно найти подробные указания в [1, 9].

в) Виброизоляция машин и установок.

Виброизоляция является одним из наиболее простых и эффективных конструктивных решений, уменьшающих вредное влияние вибраций. Задачей силовой виброизоляции является существенное уменьшение динамического воздействия от машин на поддерживающую конструкцию.

Кинематическая виброизоляция имеет целью изолировать точные приборы, прецизионные станки и т.п. от вредного влияния колебаний поддерживающих конструкций. В этом случае необходимо знать характер колебаний последних.

Применение виброизоляции без расчета не допускается, так как неправильный выбор параметров виброизоляции может снизить ее эффективность.

Виброизоляция может быть осуществлена в двух вариантах: опорном (рис. 3, а), когда виброизоляторы расположены под корпусом машины или жестким постаментом (фундаментным блоком), на котором закреплена сама машина; подвесном, когда изолируемый объект подвешен на виброизоляторах, закрепленных выше подошвы постаментов и работающих на сжатие (рис. 3, б). Постамент или фундаментный

блок устраиваются, когда корпус машины имеет недостаточную жесткость или закрепление виброизоляторов к машине встречает затруднение.

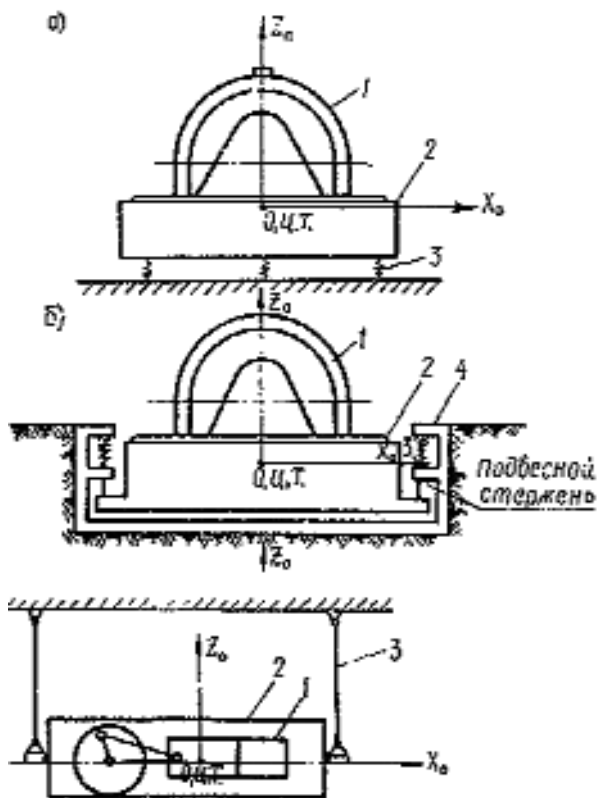


Рис.3. Расчетная схема виброизоляции машин

а - опорный вариант; б - вариант с подвесными стержнями и пружинами, работающими на сжатие; в - подвесной вариант с шарнирными стержнями

Виброизоляторы располагают так, чтобы их центр жесткости находился на одной вертикали с центром масс установки. Это условие выполняется при симметричном относительно центра масс установки расположении в плане одинаковых виброизоляторов.

При расчете силовой виброизоляции необходимо определить величину динамической силы, передающейся через виброизоляторы  $P_k$ . Для простейшего случая:

$$\frac{P_k}{P_D} = \frac{1}{\frac{\Omega^2}{\omega^2} - 1} = \mu, \quad (4)$$

где  $P_D$  - амплитуда силы, развиваемой машиной;  $\omega$  - круговая частота собственных колебаний;  $\mu$  - коэффициент передачи.

В отдельных случаях, когда машина развивает горизонтальную возмущающую силу, виброизоляция может быть осуществлена по специальной схеме, при которой машина подвешивается на тросах или стержнях с шарнирными присоединениями к несущим конструкциям (рис. 3, в). Эту схему рекоменду-

ется применять для низкочастотных машин (с частотой вращения до 400 об/мин).

В случае кинематической виброизоляции, когда поддерживающие конструкции колеблются с амплитудой  $A_K$ , амплитуда виброизолированной установки будет:

$$a = A_K \cdot \mu \quad (5)$$

При малом значении  $\mu$  амплитуду установки  $a$  можно существенно снизить [10]. Виброизоляция нашла широкое применение для уменьшения уровня вибраций от грохотов, вентиляторов, центробежных насосов, кузнечных молотов, электродвигателей и других источников динамических нагрузок.

За последнее время широкое применение в практике виброзащиты находит и кинематическая виброизоляция. Появились виброизолированные здания для защиты от вибраций, возбуждаемых движением метрополитена [10], а также для предохранения зданий от сейсмических воздействий [11].

В качестве виброизоляторов используются различные конструкции пружин, резиновые упругие элементы и их комбинации.

г) Применение динамических гасителей, уравнивание, балансировка колебания несущих конструкций, вызываемые работой некоторых машин с возвратно-поступательным движением масс, можно уменьшить спариванием кривошипных механизмов (рис.4).

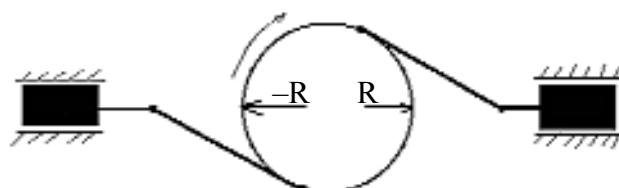


Рис.4. Уравнивание инерционных сил

Колебания несущих конструкций, вызванные работой машин с номинально уравновешенными вращающимися массами, можно значительно уменьшить статической и динамической балансировкой. В тех случаях, когда имеется возможность изменить число оборотов машины, колебания конструкции можно уменьшить.

Динамические гасители колебаний можно применять в тех случаях, когда перечисленные выше меры уменьшения колебаний не представляются возможными. Они используются при стабильной частоте возмущения. Особенно эффективно применение гасителей в резонансных режимах. Простейшая схема динамического гасителя - присоединяется масса  $m_1$  с помощью упругого элемента, имеющего коэффициент жесткости  $C_1$  так, чтобы:

$$\sqrt{\frac{C_1}{m_1}} = \Omega, \quad (5)$$

где  $\Omega$  - частота возмущения.

## Библиографический список

1. **Ивович В.А., Савович М.К.** Влияние податливости поддерживающей конструкции на эффективность силовой виброизоляции с рычажными корректорами колебаний // Вестник машиностроения. - 2001. - №6.
2. **Инструкция** по расчету несущих конструкций промышленных зданий и сооружений на динамические нагрузки. Изд. литературы по строительству. М., 1970.
3. **Справочник** по динамике сооружений. - М.: Стройиздат, 1972.
4. **Рекомендации** по экспериментальному определению динамических характеристик машин предприятиями машиностроительной промышленности. ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. М., 1972.
5. **СНиП 2.02.05-87.** Фундаменты машин с динамическими нагрузками. - М.: Стройиздат, 1989.
6. **PN-80/B-03040,** Machine foundations and supporting structures, calculation and design. Warszawa. 1980.
7. **СН 2.2.4/2.1.8.566-96.** Санитарные нормы. 2.2.4. Физические факторы производственной среды; 2.1.8. Физические факторы окружающей среды; Производственная вибрация, вибрация в помещениях жилых и общественных зданий. - М., 1996.
8. **Инструкция** по расчету перекрытий на импульсивные нагрузки. Изд. литературы по строительству. - М., 1966.
9. **Рекомендации** по проектированию виброизоляции обогатительного оборудования. ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. М., 1989.
10. **Рекомендации** по виброзащите несущих конструкций производственных зданий. ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. М., 1988.
11. **Зеленков Ф.Д.** Предохранение зданий и сооружений от разрушения с помощью сейсмоизолятора. - М.: Изд. "Наука", 1979.

*Р.Б. ГАРИБОВ, канд. техн. наук (Саратовский государственный технический ун-т)*

## О ПРОЧНОСТНОМ МОНИТОРИНГЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ЭКСПЛУАТИРУЮЩИХСЯ В АГРЕССИВНЫХ СРЕДАХ

В последнее время участились случаи аварий и разрушений железобетонных строительных конструкций, особенно эксплуатирующихся в жестких условиях, связанных с активным воздействием внешней агрессивной среды.

Отсюда возникает потребность в систематическом контроле эксплуатационного состояния (прочности, надежности, долговечности) строительных конструкций и сооружений из них (тоннелей, высотных зданий, корпусов заводов и т.д.). Такой контроль позволит своевременно выявлять и путем разработки и реализации соответствующих инженерных решений предотвращать возникающие отклонения от требуемых эксплуатационных параметров сооружений. Все эти виды работ можно объединить одним понятием: прочностной мониторинг железобетонных строительных сооружений с учетом реальных условий эксплуатации.

Широкое применение для решения задач прочностного мониторинга новых информационных технологий, математических моделей деформирования и разрушения конструкций, специализированных банков данных, программных комплексов для автоматизированного управления поведением конструкций является условием эффективного функционирования систем мониторинга.

Сложный характер и неопределенность развития жизненного цикла, свойственные строительным сооружениям, в наибольшей степени проявляются на стадии их эксплуатации. За это время сооружения подвергаются комплексу воздействий внешней среды, включая действие нагрузки, температуры, агрессивной среды, радиационных полей.

И обычный, и предварительно напряженный железобетон являются широко распространенным материалом для несущих строительных конструкций. В последнее время появились новые виды бетонов,

которые позволяют расширить сферу применения железобетона.

При проектировании и расчетном анализе сложной системы сооружений, выполненных из железобетонных различного вида, невозможно предусмотреть и регламентировать все эксплуатационные параметры, нагрузки и другие воздействия, изменяющиеся в течение длительного эксплуатационного цикла сооружения. Кроме того, в условиях постоянного повышения эксплуатационных требований к сооружениям, увеличения интенсивности внешних воздействий соблюдение требований действующих норм, которые в данное время еще находятся в стадии разработки, при эксплуатации таких сооружений не является гарантией устойчивой реализации расчетного эксплуатационного цикла сооружения.

Практика показывает, что обеспечение надежной эксплуатации сложных железобетонных сооружений с большим числом индивидуальных и уникальных характеристик требует постоянного наблюдения за появлением и развитием дефектов, повреждений и деформаций, составляющих железобетонные конструкции элементов, а также прогнозирования последствий подобных изменений. Инструментом текущего наблюдения и контроля отклонений эксплуатационных параметров является система прочностного мониторинга железобетонных строительных сооружений.

В прочностном мониторинге принципы организации и методы наблюдений, используемые в системах мониторинга внешней среды, применяются к строительным сооружениям как к объектам наблюдения, поскольку техногенные воздействия оказывают разрушающее влияние не только на природную среду, но и на инженерные объекты.

Различные системы наблюдения за статическими и динамическими характеристиками строитель-

ных сооружений существуют довольно давно. Однако применение современных высокоточных инструментальных технологий в условиях активного использования систем искусственного интеллекта позволяет ставить и решать гораздо более сложные задачи безаварийной эксплуатации сложных строительных объектов на уровне комплексного прочностного мониторинга их эксплуатационного цикла. Осуществление высокотехнологичного прочностного мониторинга функциональных параметров сложных железобетонных конструкций позволит избежать многих неблагоприятных воздействий на них и непредсказуемых, часто аварийных последствий.

Разработка системы прочностного мониторинга включает в себя обоснование методического, технического и программного обеспечения.

Проведение прочностного мониторинга технического состояния сложных железобетонных конструкций и сооружений на современном уровне возможно лишь при разработке автоматизированной системы формирования банка данных. В настоящее время, к сожалению, отсутствует четкий механизм сбора, передачи и обновления информационных ресурсов, недостаточна достоверность информации.

Прочностной мониторинг в существующей системе организации эксплуатации железобетонных сооружений должен рассматриваться не только как наблюдение за состоянием сооружений, но и как система управленческих, проектных, эксплуатационных, конструктивных и других необходимых стабилизирующих воздействий с целью повышения технического состояния и обеспечения эксплуатационной устойчивости.

В современных динамических условиях моральное старение сложных железобетонных строительных сооружений может происходить значительно более высокими темпами, чем физическое. Это предопределяет необходимость конструктивных переустройств сооружения до наступления его полного физического износа. В процессе прочностного мониторинга эксплуатационного цикла, при достижении сооружением состояния морального износа, периодически возникает вопрос об усилении конструкций, их замене, либо о полной ликвидации объекта. Своевременное выявление силовых и коррозионных повреждений железобетонных конструкций, учет кинетики роста и перераспределения напряжений и деформаций конструктивных элементов армированного сооружения позволяет найти оптимальный способ усиления строительных конструкций, разработать и экспериментально проверить методики расчета усиления.

В настоящее время проблемы, связанные с эксплуатацией, строительством, обследованием и диагностикой строительных конструкций, нередко рассматриваются независимо друг от друга. Такое разделение взаимозависимых проблем затрудняет процесс управления и отрицательно отражается на техническом состоянии сооружений. Проведение ремонта и реконструкции существующих строительных

конструкций должно базироваться на организационном объединении проектных, строительных и ремонтных структур с привлечением научного потенциала, на создании специализированных научно-производственных коллективов и фирм.

В целом можно сделать вывод о том, что к настоящему времени структурные и организационные изменения в строительной отрасли не привели к улучшению технического состояния существующих строительных объектов. Широкая практика типового проектирования и строительства, отсутствие культуры производства, несоблюдение строгих требований технологии на всех этапах строительства, отсутствие надлежащего контроля и надзора за производством работ при строительстве и эксплуатации сооружений, отсутствие квалифицированных кадров в области эксплуатации сооружений в настоящее время являются актуальными проблемами, а мероприятия по повышению технического состояния существующих зданий и сооружений, проводимые в строительной отрасли, пока еще недостаточно эффективны.

Опыт эксплуатации сооружений за рубежом показывает, что более частое проведение предупредительных ремонтов дает возможность эксплуатировать их длительное время без проведения серьезных ремонтов. Например, в Финляндии разработана технология устранения дефектов до их прямого внешнего проявления. Понятно, что раннее определение дефекта с помощью специального оборудования, принятие профилактических мер позволяют законсервировать дефект на начальной стадии, прекратить его развитие и избежать на долгие годы крупных вложений на восстановление поврежденной конструкции.

Моделирование состояния отдельных элементов железобетонных конструкций с целью прогнозирования вероятности перехода от одного состояния к другому (от неудовлетворительного к удовлетворительному) в процессе ремонтных мероприятий должно проводиться на основе информационной модели, построенной по вводимым в банк данных параметрам на каждую конструкцию. По результатам проведенного прогноза об эффективности ремонтных мер в зависимости от износа конструкции эксперт делает выводы и дает рекомендации, что позволяет экономить значительные средства, выделяемые на ремонт.

Анализ опыта развитых стран позволяет выявить четкую тенденцию решения проблем эксплуатации с помощью новейших технических и информационных технологий. Управление парком сложных строительных конструкций из одного центра информации дает возможность ее систематизации, обработки и анализа с целью принятия экономичных и рациональных управленческих решений. Зарубежный опыт показывает, что вложение средств в профилактику дефектов и качество содержания строительных объектов обеспечивает их большую эксплуатационную устойчивость при сокращении общих капиталовложений в течение эксплуатационного периода каждого объекта.

Анализ деятельности систем и служб эксплуатации строительных объектов как в России, так и за рубежом позволяет сформулировать некоторые первоочередные задачи:

- реформирование управления с целью создания эффективной структуры управления сложными строительными объектами;

- проведение обязательной квалифицированной экспертизы проектов реконструкции, ремонта и нового строительства. Независимая квалифицированная служба должна на конкурсной основе отбирать проекты, лучшие с технической, эстетической и экономической точек зрения;

- для повышения ответственности проектировщиков, строителей за качество произведенной продукции необходимо внедрить и разработать более эффективные формы и порядок гарантийных обязательств за качество проектирования и возведения строительных объектов. Строительное производство должно рассматриваться как и любая отрасль промышленного производства, которая выпускает на рынок продукцию и обеспечивает потребителю гарантии качества. Предприятие, обеспечивающее гарантию на свою продукцию, как известно, обязуется в течение определенного срока или заменить ее, или возместить убытки заказчику. Таким же образом подрядчик должен быть обязан в течение определенного срока гарантии за свой счет исправлять ошибки и недоработки проекта и строительства;

- реализация системы ответственности за ошибки, допущенные при проектировании, строительстве и эксплуатации строительных объектов. Ведь до сих пор и проектные ошибки, и строительный брак, и нарушения эксплуатации, не повлекшие за собой катастрофические последствия или жертвы, обычно остаются безнаказанными, что приводит к дальнейшему ухудшению технического состояния строительных конструкций, повторению ошибок, сокращению реального срока службы и эксплуатационных качеств строительных объектов;

- необходима система экономической ответственности за приемку некачественных сооружений. Проблемы эксплуатации строительных объектов в настоящее время усугубляются завершением и сдачей в эксплуатацию новых объектов, имеющих дефекты проектного и строительного происхождения. Опыт обследования строительных конструкций показывает, что во многом состояние строительных объектов есть результат развития дефектов строительного происхождения;

- следует развивать практику поэтапной приемки строительных объектов, так как их возведение это сложный и ответственный процесс, причем весьма важным моментом является производство скрытых работ. При приемке строительного объекта качество производства скрытых работ очень трудно, а то и невозможно оценить, поэтому при освидетельствовании выполнения скрытых работ, выполнении наиболее важных и ответственных этапов

строительства необходимо присутствие представителя заказчика и промежуточная приемка данных этапов;

- следует уделять значительно большее внимание проблеме подготовки специалистов, хорошо владеющих вопросами организации и управления эффективной эксплуатацией сложных строительных объектов.

Системы управления эксплуатацией сложных строительных объектов функционируют и развиваются как системы открытые, подверженные воздействиям со стороны внешней среды, а также взаимосвязанные с ней множеством ограничений. Практика эксплуатации строительных конструкций позволяет отчетливо выделить тенденцию усиления воздействий внешней среды на сооружения и рост динамики подобных воздействий. Одним из распространенных методов исследования динамики и тенденций развития внешней среды является мониторинг наиболее значимых параметров и характеристик окружающей среды.

В настоящее время разработано и функционирует большое количество разнообразных систем мониторинга. Под экологическим мониторингом понимается система регулярных наблюдений в пространстве и времени, позволяющая оценивать динамику техногенного изменения природной среды и контролировать ее состояние при хозяйственной деятельности различного рода. При определенном многообразии систем экологического мониторинга они опираются на некоторые общие принципы, в том числе: цикличность (наблюдения делятся на отдельные циклы, которые соответствуют последовательным стадиям жизненного цикла строительного объекта); модульность структуры мониторинга (предполагающая разработку и создание специализированной методической базы и технических средств мониторинга для решения конкретных задач); комплексность методов и видов наблюдений (использование при проведении мониторинга широкого спектра методов и видов наблюдений).

При эксплуатации строительных конструкций в последнее время наблюдается усиление влияния агрессивной внешней среды на их технические характеристики. Сложные строительные конструкции состоят из множества элементов, выполненных из различных материалов и работающих в различных напряженно-деформированных состояниях. При этом методы расчета этих элементов опираются на допущения и предположения, порождаемые присущей сложным строительным конструкциям неопределенностью. Имеющийся опыт расчета и экспериментальной и натурной (в процессе эксплуатации) проверки показывает, что, как правило, даже весьма сложные (и из-за этого кажущиеся "точными") расчеты не отражают реальной картины работы сложного сооружения.\*

\*Окончание статьи см. в следующем номере журнала



**ПОЛИПЛАСТ**



**В ЛУЧШИХ  
БЕТОНАХ  
РОССИИ**

***[www.polyplast-un.ru](http://www.polyplast-un.ru)***

---

---

## Вышли в свет:

---

---

### КНИГА ОБ ОСВОЕНИИ ПОДЗЕМНОГО ПРОСТРАНСТВА

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

В книге рассмотрены история создания подземных и заглубленных объектов различного назначения, особенности конструкций и опыт производства работ, приобретенный человечеством на пути своего доиндустриального развития. Представлены способы возведения подземных сооружений, их использование в разных странах и регионах. 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.

### КНИГА ОБ УСИЛЕНИИ КОНСТРУКЦИЙ

**Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. Внешнее армирование железобетонных конструкций композиционными материалами.** – М.: ОАО "Издательство Стройиздат", 2007. – 184 с.: ил.

Руководство по усилению железобетонных конструкций композиционными материалами.

Изложены основы проектирования и технологии внешнего армирования железобетонных конструкций современными композиционными материалами на основе углеродных, арамидных и стекловолокон. Даны основные положения по проектированию усиления изгибаемых железобетонных конструкций по первой и второй группам предельных состояний.

Приведена технология усиления железобетонных конструкций композиционными материалами нового поколения. Рассмотрены вопросы качества выполнения работ, требования к исходным материалам и условиям проведения работ по усилению, а также требования по обязательному мониторингу усиливаемой конструкции. Проанализирован опыт работы по усилению железобетонных конструкций композиционными материалами.

Предназначено для инженерно-технических работников проектных и конструкторских организаций, занимающихся вопросами ремонта и реконструкции различных строительных объектов.

### КНИГА О ГИДРОИЗОЛЯЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

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

В книге изложены основы проектирования и создания систем гидроизоляционной защиты сооружений при их строительстве и ремонте, приводятся методики расчета различных систем гидроизоляции.

Систематизированы и описаны опыт применения, новые материалы, технические и технологические решения по выполнению гидроизоляционных работ на подземных и заглубленных объектах строительного комплекса. Приведены многочисленные примеры производства работ на различных объектах.

Книга будет интересна и полезна всем специалистам в области проектирования, строительства, эксплуатации и ремонта как инженерных, так и гражданских 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](mailto: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, Ю.П. Назаров, В.А. Рахманов, А.С. Семченков, Р.Л. Серых (главный редактор), А.Г. Тамразян, В.Р. Фаликман, Ю.Г. Хаютин, А.А. Шлыков (зам. главного редактора)

Подписано в печать 26.07.08. Формат 60x88 1/8. Печать офсетная. Бумага офсетная № 1

Усл.печ.л. 4,0 Заказ №

Почтовый адрес редакции  
125829, ГСП, Москва, Ленинградский проспект, 64, офис 309

E-mail: [magbeton@rambler.ru](mailto:magbeton@rambler.ru)

<http://vlib.ustu.ru/beton>

Тел. (495) 155-0345; 703-9762

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