



НИЦ строительство
научно-исследовательский центр



НИИЖБ
ИМ. А.А. ГВОЗДЕВА

ВЕСТНИК

НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»

№ 1(16)2018

БЕТОН И ЖЕЛЕЗОБЕТОН – ПРОБЛЕМЫ И ПЕРСПЕКТИВЫ

Номер содержит публикации докладов I международных научно-технических «Гвоздевских чтений», посвящённых 120-летию со дня рождения А.А. Гвоздева

Издаётся с 1932 г. под названием «Исследования по теории сооружений»,
с 2009 г. – ВЕСТНИК ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко «Исследования по теории сооружений»,
с 2010 г. - ВЕСТНИК НИЦ «Строительство»
Выходит четыре раза в год

Учредитель: АО «НИЦ «Строительство»

Адрес редакции: 109428, г. Москва, ул. 2-ая Институтская, дом 6, стр. 1
тел.: +7 (495) 602-00-70 доб. 1002 / 1014
e-mail: vestnikstroy@list.ru
сайт: www.vestnik.cstroy.ru

Статьи печатаются в авторской редакции после обязательного рецензирования.
При цитировании ссылка обязательна.
Перепечатка материалов допускается только с письменного разрешения редакции.

**АЛЕКСЕЙ АЛЕКСЕЕВИЧ ГВОЗДЕВ
(1897-1986гг.)**



Доктор технических наук, профессор,
Герой Социалистического Труда,
заслуженный деятель науки и техники РСФСР,
Лауреат Государственной Премии СССР,
академик Академии строительства и архитектуры СССР,
один из основателей института НИИЖБ,
основоположник отечественной школы теории железобетона

Редакционная коллегия

УДК 624.012

Главный редактор ЗВЕЗДОВ Андрей Иванович, д-р техн. наук, проф.
 БАЖЕНОВ Валентин Георгиевич, д-р физ.-мат. наук, проф. (НИИМ ННГУ, г. Н. Новгород)
 БИРБРАЕР Адольф Никитович, д-р техн. наук, проф. (ВНИИГ им. Веденева, С.-Петербург)
 ВЕДЯКОВ Иван Иванович, д-р техн. наук, проф. (дир. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко
 АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)
 ДАВИДЮК Алексей Николаевич, д-р техн. наук (дир. НИИЖБ им. А.А. Гвоздева
 АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)
 ЕРЕМЕЕВ Павел Георгиевич, д-р техн. наук, проф. (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко
 АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)
 КОНДРАТЬЕВА Лидия Никитовна, д-р техн. наук, проф. (СПбГАСУ, г. С.-Петербург)
 КУЗНЕЦОВ Сергей Владимирович, д-р физ.-мат. наук, проф. (ИПМех РАН, г. Москва)
 КУРБАЦКИЙ Евгений Николаевич, д-р техн. наук, проф. (МГУ ПС, г. Москва)
 ЛЕВИН Виктор Матвеевич, д-р техн. наук, проф. (ДонНАСА, г. Макеевка, Украина)
 МКРТЫЧЕВ Олег Варганович, д-р техн. наук, проф. (МГСУ, г. Москва)
 МОНДРУС Владимир Львович, д-р техн. наук, проф. (МГСУ, г. Москва)
 НАЗАРОВ Юрий Павлович, д-р техн. наук, проф. (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко
 АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)
 НЕМЧИНОВ Юрий Иванович, д-р техн. наук, проф. (ГП НИИСК, г. Киев, Украина)
 КОЛЫБИН Игорь Вячеславович, канд. техн. наук (дир. НИИОСП им. Н.М. Герсевича
 АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)
 ПЯТИКРЕСТОВСКИЙ Константин Пантелеевич, д-р техн. наук (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО
 «НИЦ «Строительство», г. Москва)
 САРГСЯН Акоп Египович, д-р техн. наук, проф. (АТОМЭНЕРГОПРОЕКТ, г. Москва)
 СИМБИРКИН Валерий Николаевич, канд. техн. наук (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко
 АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)
 СТАВНИЦЕР Леонид Рувимович, д-р техн. наук, проф. (НИИОСП им. Н.М. Герсевича
 АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)
 ТАМРАЗЯН Ашот Георгиевич, д-р техн. наук, проф. (МГСУ, г. Москва)
 ТРАВУШ Владимир Ильич, акад. РААСН, д-р техн. наук, проф. (ЦНИИЭП, г. Москва)
 ТРУШИН Сергей Иванович, д-р техн. наук, проф. (МГСУ, г. Москва)
 ФАРФЕЛЬ Михаил Иосифович, канд. техн. наук (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко
 АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)
 ХАЧИЯН Эдуард Ефремович, акад. НАН РА, д-р техн. наук, проф. (ЕГУАиС, г. Ереван)
 ХОЛОПОВ Игорь Серафимович, д-р техн. наук, проф. (СГАСУ, г. Самара)
 ШАПОШНИКОВ Николай Николаевич, чл.-кор РААСН, д. т. н. проф. (МГУ ПС, г. Москва)

Вестник НИЦ «Строительство». Бетон и железобетон – проблемы и перспективы: Сб. статей. Вып. 1(16) /под ред. А.И. Звездова и В.Р. Фаликмана — М.: АО «НИЦ «Строительство». 2018. — 172 с.

ISSN 2224-9494

Зарегистрирован Федеральной службой по надзору в сфере связи, информационных технологий и массовых коммуникаций.

Свидетельство о регистрации средства массовой информации ПИ ФС77 – 46262 от 19 августа 2011г.

Содержит статьи, посвященные актуальным проблемам и перспективам бетона и железобетона. непосредственно связанные с решением практических задач.

Для научных работников, инженеров-проектировщиков, преподавателей, аспирантов.

ISSN 2224-9494 © АО «НИЦ «Строительство», «Вестник НИЦ «Строительство», 2018

Содержание

А. Н. Давидюк НИИЖБ им. А.А. Гвоздева – 90 лет в строительном комплексе страны.....	6
Н. И. Карпенко А.А. Гвоздев – выдающийся ученый XX века, основоположник отечественной школы теории железобетона.....	16
Mario A. Chiorino (англ.яз.) Analysis of structural effects of time-dependent behaviour of concrete: an internationally harmonized format.....	31
Марио А. Киорино (перевод с англ. яз.) Анализ конструктивных воздействий зависимых от времени свойств бетона: международный согласованный формат.....	48
С. Б. Крылов, П. Д. Арленинов Современные исследования в области теории ползучести бетона.....	67
С. А. Зенин Формирование современной отечественной нормативной базы в области бетона и железобетона.....	76
Б. С. Соколов Развитие норм проектирования железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий в России.....	92
В. И. Морозов, Э. К. Опбул, Ю. В. Пухаренко, О. С. Хегай Проблемы создания новых конструкций из дисперсно-армированных бетонов.....	101
А. Г. Тамразян Научные основы оценки риска и обеспечения безопасности железобетонных конструкций, зданий и сооружений при комбинированных особых воздействиях.....	106
В. И. Колчунов, Н. В. Федорова Некоторые проблемы живучести железобетонных конструктивных систем при аварийных воздействиях.....	115
Э. Н. Кодыш, Н. Н. Трекин Особое предельное состояние железобетонных конструкций при аварийных воздействиях.....	120
В. И. Травуш 50-летний юбилей останкинской телебашни — железобетонного символа Москвы.....	126
В. Р. Фаликман Роль и место профессиональных международных организаций в развитии работ в области бетона и железобетона.....	133
Харальд С. Мюллер, Дэвид Фернандес-Ордоньес (перевод с англ. яз.) Международная федерация по конструкционному бетону (ФИБ) и инициатива по созданию Модельного кодекса 2020.....	143
Н. А. Минкина, М. М. Ковальзон Современная наука. Истина. Красота.....	159

Content

A. Davidyuk Research, design and technological institute of concrete and reinforced concrete named after A. A. Gvozdev – 90 years in the construction industry.....	6
N. Karpenko A. A. Gvozdev — the outstanding scientist of the XX century, the founder of the russian school of the theory of reinforced concrete.....	16
Mario A. Chiorino (eng. lang.) Analysis of structural effects of time-dependent behaviour of concrete: an internationally harmonized format.....	31
Mario A. Chiorino (rus. lang.) Analysis of structural effects of time-dependent behaviour of concrete: an internationally harmonized format.....	48
S. Krylov, P. Arleninov Modern research in the field of creep theory of concrete.....	67
S. Zenin Formation of the modern russian regulatory base in the field of concrete and reinforced concrete.....	76
B. Sokolov Development of design standards of reinforced concrete spatial structures of roofs and floors in Russia.....	92
V. Morozov, E. Opbul, Y. Pukharenko, O. Khegay Problems of creating new designs from disperse reinforced concrete.....	101
A. Tamrazyan Scientific basis of risk assessment and security of reinforced concrete constructors, buildings and structures under combined special impacts.....	106
V. Kolchunov, N. Fedorova Current problems of reinforced concrete structural systems survivability at emergency impacts.....	115
E. Kodysh, N. Trekin Particular limit state of reinforced concrete structures under emergency exposure.....	120
V. Travush The 50-year anniversary of the ostankino television tower that is a structural concrete symbol of Moscow.....	126
V. Falikman The role and the place of international organizations in the development of scientific works in the field of concrete and reinforced concrete.....	133
Harald S. Müller, D. Fernández-Ordóñez The fib and its model code 2020 initiative.....	143
N. Minkina, M. Kovalson Modern science. Truth. Beauty.....	159

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ, ПРОЕКТНО-КОНСТРУКТОРСКИЙ И ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА ИМЕНИ А.А. ГВОЗДЕВА – 90 ЛЕТ В СТРОИТЕЛЬНОМ КОМПЛЕКСЕ

RESEARCH, DESIGN AND TECHNOLOGICAL INSTITUTE OF CONCRETE AND REINFORCED CONCRETE NAMED AFTER A. A. GVOZDEV – 90 YEARS IN THE CONSTRUCTION INDUSTRY

А. Н. ДАВИДЮК, д-р техн. наук

Дана краткая история создания НИИЖБ им. А.А. Гвоздева и показано доминирующее положение железобетона по объему применения по отношению к другим строительным материалам, что определяет его ключевую роль в развитии всей строительной индустрии.

НИИЖБ им. А.А. Гвоздева на сегодняшний день является разработчиком основополагающих нормативов по железобетону и новым видам бетона и армирующих материалов для различных областей их применения в строительстве. Важную роль играет НИИЖБ в области научно-технического сопровождения проектируемых, строящихся, эксплуатируемых и реконструируемых зданий и сооружений.

The article shows the dominant position of reinforced concrete according to volume of use compared to other building materials, and this determines its key role in the development of the entire construction industry.

NIIZHB Named after A. A. Gvozdev today is the developer of the fundamental standards for reinforced concrete and new types of concrete and reinforcing materials for various fields of application in construction. NIIZHB plays an important role in the field of scientific and technical support for designed, constructed, operated and renovated buildings and structures.

Ключевые слова:

бетон, железобетон, строительные материалы, строительная индустрия, строительная наука, нормы, стандарты, научно-техническое сопровождение, здания, сооружения

Key words:

concrete, reinforced concrete, building materials, building industry, building science, regulations, standards, scientific and technical support for, building, construction

Ордена Трудового Красного Знамени Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона им. А.А. Гвоздева, отметивший 90-летие со дня основания, является одной из ведущих организаций, осуществляющих научно-техническое обеспечение развития строительного комплекса Российской Федерации. Отсчет своей истории НИИЖБ ведет от 1927 года, когда был создан первый в стране научно исследовательский институт в строительной отрасли – Государственный институт сооружений (ГИС), который вскоре претерпел ряд реорганизаций: сначала во Всесоюзный государственный научно-экспериментальный институт гражданских, промышленных и инженерных сооружений (ВИС), а затем — в Центральный научно-исследовательский институт промышленных сооружений (ЦНИПС). Крупнейшим строительным подразделением в ЦНИПСе был Сектор бетона, железобетонных и каменных конструкций в составе трех лабораторий. В общем объеме научных работ ЦНИПСа в те годы тематика по бетону и железобетону занимала более 40%. Коллектив сектора составил впоследствии кадровую основу образованного в 1956 г. Постановлением Правительства самостоятельного научно-исследовательского института бетона и железобетона, ныне НИИЖБ им А.А. Гвоздева.

До настоящего времени НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство» по-прежнему является ведущей научной организацией отрасли. В Институте ныне работают около 200 специалистов высокой квалификации, из них 49 докторов и кандидатов технических наук.

В данный момент в структуре НИИЖБ сформированы три крупных научных направления:

- совершенствование расчет и конструирование железобетонных конструкций и конструктивных систем зданий и сооружений и мониторинг в процессе их возведения и эксплуатации;
- разработка и исследование новых эффективных вяжущих, модификаторов, бетонов, арматуры, арматурных изделий, методов их защиты от коррозии и технологий изготовления;
- внедрение в практику проектирования и строительства инновационных разработок.

Эти направления объединяют 18 научно-технических лабораторий, отделов и центров, на базе которых развивается 9 научных школ.

Объемы применения бетона и железобетона в настоящее время более чем вдвое превышают объемы применения всех остальных строительных материалов вместе взятых. За последнее двадцатилетие железобетон уверенно расширяет области своего применения в строительстве, вытесняя другие строительные материалы, прежде всего — стальной прокат.

Переход на всесезонное строительство. Экспериментальные исследования по этой проблеме с момента основания института велись в специализированной лаборатории. Из общего объема в 100 млн кубометров монолитного бетона и железобетона в 80-х годах почти половину составлял бетон, укладываемый зимой. Значительная трудоемкость монолитного строительства зданий (недостаток, и поныне сохраняющийся в отечественном монолитном строительстве) сделала неизбежным **развитие сборного строительства**. Особенно бурно строительство из сборных железобетонных конструкций начало развиваться в стране после Постановления Правительства в 1954 г. Переход от монолитных конструкций к сборным снижал трудоемкость возведения объектов до 50%, а сроки строительства сокращались в несколько раз, особенно в зимний период.

В современном строительстве сборный железобетон широко применяется в промышленном и других видах строительства и, главное, в жилищном строительстве. В улучшении жилищных условий населения преимущественное применение сборного железобетона по-прежнему играет весомую роль.

Предварительно напряженный железобетон. Техническая концепция создания предварительного напряжения арматуры железобетонных конструкций была разработана в 30-х годах одновременно во Франции и в России. За счет создания предварительного напряжения, например, в плитах перекрытий, расход арматуры может быть снижен на 25-40% по сравнению с плитами с обычной арматурой, а в балках, соответственно, на 50%. К началу 80-х годов на долю предварительно напряженных конструкций приходилось более 20% общего объема сборного железобетона.

Работы в области стандартизации. Сектор железобетонных конструкций ЦНИПСа и его преемник НИИЖБ всегда уделяли большое внимание нормативному и информационному обеспечению отрасли производства и применения в строительстве бетона и железобетона. С начала 30-х годов в нарастающих объемах разрабатывались и пересматривались заново нормативные и рекомендательные документы, основные ГОСТы, СНиПы и Пособия к ним. основополагающий вклад в разработку и развитие отечественных норм по расчету железобетонных конструкций внес в свое время профессор А.А. Гвоздев, чье имя носит НИИЖБ.

НИИЖБ им. А.А. Гвоздева и сегодня является разработчиком и автором (по некоторым документам – соавтором) ряда базовых нормативов, включенных в утверждённый Правительством РФ постановлением от 26 декабря 2014 г. № 1521 перечень национальных стандартов и сводов правил, в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается соблюдение требований Федерального закона ФЗ-384 «Технический регламент безопасности зданий и сооружений»:

- СНиП 52-01 (СП 63 13330) Бетонные и железобетонные конструкции;
- СНиП 2.03.11 (СП 28.13330) Защита строительных конструкций от коррозии;
- СНиП 3.03.01 (СП 70.13330) Несущие и ограждающие конструкции;
- ГОСТ 31937-2011 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния;
- ГОСТ 18105 Бетоны. Правила контроля и оценки прочности.

Кроме того, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева является автором основных нормативно-технических документов по технологии бетона, в том числе ГОСТ 26633 Бетоны тяжелые и мелкозернистые, ГОСТ 25820 Легкие бетоны, ГОСТ 7473 Смеси бетонные, ГОСТ 24211 Добавки для бетонов и растворов, ГОСТ 27006 Правила подбора состава бетонов — всего более ста национальных и межгосударственных стандартов и сводов правил.

Объем нормотворческой деятельности института сопоставим с результатами аналогичной деятельности крупных международных организаций. Так, например, за все время своего существования профильные комитеты Европейского комитета по стандартизации (CEN) ТК 104 «Бетон и составляющие материалы» и ТК 229 «Сборный железобетон» подготовили 220 стандартов, Американский институт бетона — 270 стандартов и обзорных докладов, технический комитет ТК 71 Международной организации по стандартизации ISO «Бетон, железобетон, преднапряженный железобетон» — немногим более 40 стандартов. Кроме того, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева, начиная с 1967 г. по настоящее время, было разработано около трехсот документов в статусе стандартов организаций по проектированию, изготовлению и испытанию бетона и железобетонных конструкций. Эти документы охватывают широкий спектр областей применения бетона и железобетона в строительстве, включая такие как рекомендации по электрическому прогреву бетона, радиопоглощающий и радиопрозрачный бетон, базовые детали агрегатированного оборудования, изготовление и применение защитных покрытий, рекомендации по снижению брака при изготовлении железобетонных конструкций, реко-

мендации по предотвращению трещин, по отделке поверхностей свежесформованных изделий, по ультразвуковому контролю.

Значительная часть «Рекомендаций» была подготовлена для проектировщиков и содержала более подробное разъяснение отдельных положений СНиП и стандартов.

В основу норм и рекомендаций, упомянутых выше, были положены результаты многих научных исследований по созданию новых материалов, которые нашли широкое применение в строительной практике. Среди них уместно упомянуть следующие:

Новые виды бетонов

- Высокопрочные бетоны классов от В60 до В100. За последние 15 лет возведено более 3 млн куб. м конструкций, из которых около 400 тыс. куб. м — из бетонов классов В80-В90, 25 тыс. куб. м — класса В100. Примеры — объекты на Москва-Сити, конструкции некоторых сложных сооружений АЭС;

- Самоуплотняющиеся бетоны классов В35, В50, В60, В90, не требующие виброуплотнения, что значительно повышает качество бетонных работ и снижает энергозатраты. С применением таких бетонов возведено около 45 тыс. куб. м фундаментных плит только на объектах Москва-Сити;

- Высокопрочные бетоны классов В50-В60 с компенсированной усадкой и расширением для тепловодов в Москве и Казани. Общий объем конструкций из такого бетона составил около 55 тыс. куб. м;

- Бетоны сверхнизкой проницаемости и повышенной коррозионной стойкости, обеспечивающие долговечность конструкций без защитных обмазок и покрытий. Внедрено на строительстве водоотводных сооружений Юмагузинского водохранилища в Башкирии и других объектах;

- Сверхвысокопрочный фибробетон классов В119-В150 с пределом прочности на осевое растяжение 8-12 МПа, при изгибе – 16-25 Мпа.

В основе технологии указанных бетонов – использование нового типа добавок – органоминеральных модификаторов, которые являются поликомпонентными порошкообразными продуктами, содержащими в своём составе разные ингредиенты, способствующие формированию высокопрочной и плотной структуры цементного камня и бетона. Эти продукты впервые разработаны специалистами НИИЖБа и не имеют аналогов в мире.

С появлением новых модифицированных бетонов разрабатывались новые и актуализировались некоторые действующие нормативные документы. Среди них новые стандарты: ГОСТ 56178-2014 «Бетоны высокопрочные тяжелые и мелкозернистые. Методы контроля качества при возведении монолитных конструкций», ГОСТ Р 31914-3014 «Модификаторы бетона органоминеральные типа МБ. Общие технические условия» и актуализированный СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции» (СП 63 13330), СНиП «Защита конструкций от коррозии» (СП 28.13330).

Новые материалы для ограждающих конструкций

В НИИЖБе им. А.А. Гвоздева создан новый вид легких конструкционно-теплоизоляционных бетонов на различных стекловидных заполнителях – стеклогранулятах (СГ). СГ представляет собой заполнитель с насыпной плотностью 150-300 кг/м³, полученный путем предварительной обработки кремнеземистых пород и последующего обжига. Исходной сырьевой базой для производства СГ могут служить осадочные и вулканические породы.

В сравнении с наиболее распространенным аналогом обжиговых заполнителей равноплотным керамзитом прочность СГ при сдавливании в цилиндре выше до 100%, а теплопроводность и водо-

поглощение – ниже на 30-50%. Реализация повышенных физико-механических характеристик СГ при низкой насыпной плотности предопределяет их эффективное и рациональное использование, прежде всего — в конструкционно-теплоизоляционных бетонах ограждающих конструкций плотностью 500-660 кг/м³ и прочностью В2,5-В5,0 с $R > 3,5$ и $K_{\text{тепл}} < 0,12$ °С/м².

Бетон на стекловидном заполнителе обладает достаточной защитной способностью по отношению к стальной арматуре при выполнении следующих условий: ограничения в применении мелких наполнителей или песков, обладающих повышенной гидравлической активностью; обеспечение уровня клинкерного фонда не ниже допустимого 250 кг/м³ и умеренной поризации растворной составляющей, не превышающей 6-8%.

Бетоны для строительства дорог

Строительство бетонных дорог начало развиваться в 80-х годах, но потом было прекращено из-за низкого качества бетона. За истекшее время технология бетона сделала большой скачок вперед. Неслучайно в Стратегии развития инновационной деятельности Росавтодора на период 2016-2020 гг. указано, что для транспортного строительства должны применяться модифицированные бетоны

В утвержденной Правительством Стратегии развития промышленности строительных материалов указано, что цементобетонные покрытия в 5-6 раз долговечнее асфальтобетонных. Следует подчеркнуть, что этот показатель может быть обеспечен только при применении высокофункциональных модифицированных бетонов и только при высоком качестве производства работ. НИИЖБ может предложить для дорожного строительства целую гамму модифицированных бетонов, среди них следует назвать фиброармированные бетоны и бетоны на расширяющихся цементах

В таких бетонах отсутствуют усадка и образование трещин в процессе твердения. Благодаря особенностям структуры, эти бетоны являются водонепроницаемыми, обладают высокой морозостойкостью и устойчивостью к воздействию агрессивных сред. Это особенно важно для протяженных конструкций, таких как дороги, взлетно-посадочные полосы аэродромов, фундаменты различных сооружений, подземные конструкции, метрополитены и др. Среди ответственных сооружений, где был применен такой бетон, следует назвать фундамент длиной 240 м нового терминала аэропорта Внуково, торговый комплекс Манеж и др.

Расширение применения смешанных цементов

При бетонировании массивных конструкций различных объектов НИИЖБ рекомендует применять смешанные цементы, что позволяет избегать технологических трещин вследствие их пониженной экзотермии. Такие цементы были применены при возведении фундаментов и несущих конструкций Большой спортивной арены «Лужники», где на таких цементах были возведены фундаментная плита высотой 500-900 мм, колонны 600 × 600 мм и 800 × 800 мм, а также наклонные балки зрительских трибун шириной 500-1400 мм при высоте сечения 950-1500 мм. Был применен цемент с минеральной добавкой в виде шлака до 15% ЦЕМ I 42,5/A-III или комплексной добавкой в виде шлака и карбоната. В рамках научно-технического сопровождения совместная работа АО «Мосинжпроект» и НИИЖБа позволила обеспечить бездефектное производство всех бетонных работ. Общий объем уложенного бетона составил 170 тыс. кубометров.

Новые виды арматуры

Железобетонные конструкции с разработанными НИИЖБом им А. А. Гвоздева новыми видами стальной арматуры, отличаются меньшей металлоёмкостью (на 5 - 10% при использовании арматуры

ры класса А500СП и на 10 – 12% при использовании бунтовой арматуры оптимизированного сортамента); большей долговечностью благодаря повышенной трещиностойкости. Несущие конструкции с арматурой класса А500СП более сейсмостойки, так как улучшенное за счет нового периодического профиля сцепление стержней с бетоном способствует более интенсивному пластическому перераспределению усилий и существенно повышает надежность и безопасность несущей системы здания.

Благодаря высокой хладостойкости новые виды арматуры эффективны и для объектов, возводимых в регионах с низкими расчетными зимними температурами, в том числе в районах Арктики.

НИИЖБом им А. А. Гвоздева разработана технология и создано опытно-промышленное производство базальтопластиковой арматуры; разработаны также высокопрочные цементные композиции, армированные базальтовыми волокнами, для защиты железобетонных конструкций от коррозии и для ремонтно-восстановительных работ в дорожном и транспортном строительстве.

На основании результатов испытаний и с учетом данных обследования состояния мостовых, ограждающих и дорожных конструкций после 10-15 лет эксплуатации была разработана нормативно-техническая документация на применение неметаллической композитной арматуры, в том числе ГОСТ 31938 – 2012 «Арматура композитная - КА», СП «Правила проектирования КА».

Последние пять лет в мировой строительной индустрии активно применяются системы внешнего армирования углеволокном (ленты, ламели, ткани). Этот способ усиления инженерных конструкций экономически более выгоден по сравнению с традиционными методами усиления железобетона. Для практического применения институтом разработан СП «Ремонт и усиление железобетонных конструкций композитными материалами».

Публикации и подготовка кадров

К концу 80-х годов более чем в 30 строительных вузах были организованы специализированные кафедры железобетонных конструкций. Многие из них имеют тесные творческие контакты с НИИЖБом, и нередко их возглавляют выпускники аспирантуры института. Всего для строительного комплекса страны за истекшие годы НИИЖБом через аспирантуру и докторантуру подготовлено более 1000 специалистов высшей квалификации – кандидатов и докторов технических наук. Сотрудниками института за 90 лет опубликовано более 200 монографий в области бетона и железобетона и несколько тысяч статей в периодической печати и докладов на отечественных и международных конференциях.

Научно-техническое сопровождение

Научно-техническое сопровождение силами специалистов института осуществляется в целях обеспечения качества и надежности проектируемых, строящихся, эксплуатируемых и реконструируемых зданий и сооружений. Для особо ответственных объектов ведется мониторинг – периодическая или постоянная оценка технического состояния сооружения с целью обеспечения его надежной и безопасной эксплуатации с помощью визуального и инструментального контроля. После обработки полученных результатов и анализа изменения контролируемых параметров во временном диапазоне делается заключение об их соответствии или несоответствии проектным значениям. Специалисты НИИЖБа принимали активное участие в строительстве и научно-техническом сопровождении многочисленных крупных и уникальных объектов. Только в Москве в числе таких объектов можно назвать храм Христа Спасителя, монумент Победы на Поклонной горе, высотные здания ММДЦ «Москва-Сити», Лефортовский транспортный тоннель, Третье транспортное кольцо, восстановление Останкинской телебашни после пожара, участие в реконструкции Большого театра, Устьинского,

Астаховского и Новоспаского мостов и многие другие здания и сооружения. Фотографии ряда объектов, на которых институтом выполнялись различные виды сопровождения, даны в конце статьи. Реализация ряда уникальных проектов оказалась возможной благодаря разработкам НИИЖБа, на основе которых удалось в предельно короткие сроки создать научно-техническую, нормативную и производственную базу для проектирования и возведения уникальных сложных сооружений — модернизировать технологию производства бетонов, внедрить в практику строительства новые модифицированные бетоны, о которых упоминалось выше.

Международное сотрудничество

Проблемы развития бетона и железобетона являются предметом широкого интернационального сотрудничества. В мире эффективно работает целый ряд организаций, где НИИЖБ им А.А. Гвоздева представлен или в составе технических комитетов, или ведет сотрудничество путем переписки. Среди них следует назвать такие как Международная федерация по железобетону (ФИБ), Европейская ассоциация по бетонным дорогам (EUPAVE), Европейская ассоциация по готовым бетонным смесям (ERMCO), Европейская ассоциация по сборному железобетону (BIBM), Международный союз лабораторий по испытанию материалов (RILEM), Американский институт бетона (ACI), имеющий региональные отделения более чем в 120 странах, Международная организация по стандартизации (ISO), где вопросы стандартизации в области бетона ведет технический комитет ТК 71 ИСО в составе восьми рабочих групп. Впервые в России в мае 2018 г. состоится Конференция ТК 71 ИСО. НИИЖБ им. А. А. Гвоздева ведет национальный секретариат ТК 71 ИСО и представляет в этом Комитете непосредственно Росстандарт. В перспективе НИИЖБ планирует представить несколько российских стандартов по бетону на придание им статуса стандартов ИСО.

Дальнейшее развитие бетона и железобетона

Инновационное развитие бетона и железобетона в обозримой перспективе будет идти по нескольким направлениям, том числе:



Рис 1. Высотные здания Москва – Сити (Разработка бетонов для несущих конструкций зданий, научно-техническое сопровождение строительства, обследование конструкций)

- создание новых видов бетонов, в том числе особо прочных, особо легких, ячеистых, самоуплотняющихся, огне- и жаростойких, особо плотных, морозостойких, коррозионностойких, кислотостойких, полимерных, фиброармированных, мелкозернистых, самоуплотняющихся и др.;

- разработка, исследование и совершенствование бетонов в части повышения строительно-технических свойств, обеспечивающих гарантированные сроки эксплуатации зданий и сооружений на протяжении всего их жизненного цикла путем назначения адекватных классов бетонов по механической прочности и соответствующих марок по морозостойкости и водонепроницаемости;

- исследование и разработка широкой гаммы химических добавок, в том числе ускорителей твердения, противоморозных добавок, комплексных модификаторов полифункционального действия, позволяющих отказаться от вибрации при укладке и тепловой обработки бетона для ускорения набора прочности, повышающих его надежность и безопасность;

- создание новых легких энергоэффективных бетонов для ограждающих конструкций;



Рис. 2. Стадион «Открытие Арена» (Стадион ФК «Спартак») (научно-техническое сопровождение строительства, обследование конструкций)

- разработка новых видов арматуры для армирования железобетонных конструкций;
- совершенствование технологии защиты, ремонта и восстановления железобетонных конструкций;
- развитие технологии использования в производстве бетона отходов и вторичных продуктов промышленности, энергетики и сельского хозяйства, в первую очередь зол, шлаков, а также материалов от утилизации сносимых бетонных и железобетонных конструкций;
- совершенствование нормативной базы применения бетона и железобетона в проектной и

производственной практике.

- внедрения новых разработок посредством масштабного научно-технического сопровождения проектирования и строительства.

Прогресс в строительстве может осуществляться только путем применения инноваций, которые являются результатами научных исследований. Другого пути попросту не существует.

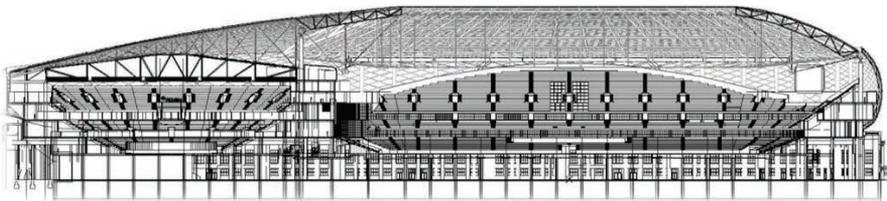
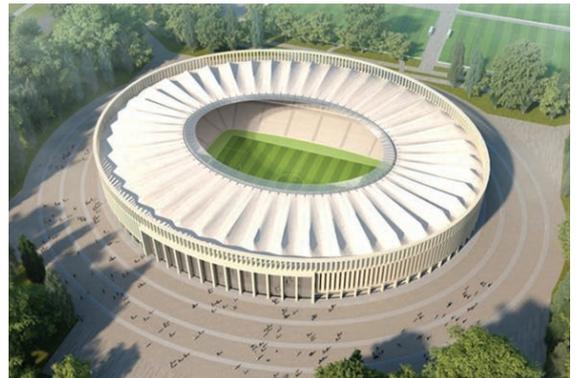


Рис. 3. Стадион «Арена Краснодар» (сопровождение проектирования и строительства)



Рис. 4. Саяно-Шушенская ГЭС (обследование конструкций машинного зала после аварии гидроагрегата)

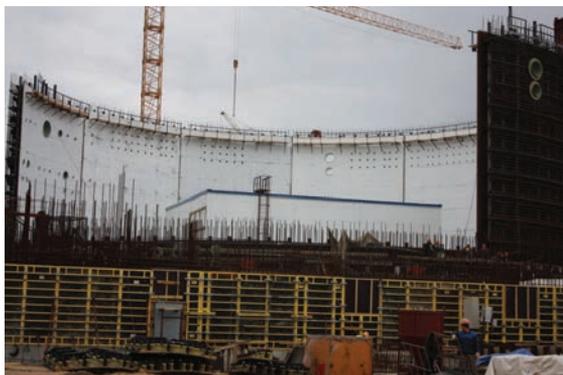


Рис. 5. Нововоронежская АЭС-2 (научно-техническое сопровождение)



Рис. 6. Объекты топливной энергетики – резервуары для сжиженного газа



Рис. 7. Храм Христа Спасителя (научно-техническое сопровождение строительства, обследование конструкций)

Библиографический список

1. Давидюк А.Н. НИИЖБ им. А. А. Гвоздева – 90 лет в строительстве // Промышленное и гражданское строительство. — 2017. — № 1. С. 4-7.
2. Давидюк А.Н., Ю.С. Волков. НИИЖБ им. А. А. Гвоздева – 85 лет работы во имя прогресса отечественного строительства // Промышленное и гражданское строительство. — 2013. — №1. — С. 4-6.
3. Давидюк А.Н., В.И. Савин, А.А. Костин, А.В. Федосеев. Легкие бетоны нового поколения на гранулированном пеностекле // Бетон и железобетон. — 2015. — № 5. — С. 2-6.
4. Давидюк А.Н., Л.И. Ёлишина. Опыт научно-технического сопровождения строительства железобетонных резервуаров для сжиженного газа на территории Ямало-Ненецкого автономного округа// Промышленное и гражданское строительство. — 2016. — № 5. — С. 4-8.
5. Давидюк А.Н., М.Я. Якобсон, В.В. Тропин, А.Р. Зейферт, И.И. Починкин, А.Н. Будаев. Проектно-компонованная высокоскоростная технология возведения промышленных зданий // Промышленное и гражданское строительство. — 2017. — № 1. — С. 11-15.

6. Железобетон в XXI веке, Колл. авторов, Москва, изд. «Готика», 2001г.

7. Михайлов К. В., Волков Ю. С. Бетон и железобетон в строительстве. Серия «Курсом ускорения научно-технического прогресса». — М.: Стройиздат, 1987.

8. Михайлов К. В., Волков Ю. С., ред. Бетон и железобетонные конструкции. Состояние и перспективы применения в промышленном и гражданском строительстве. / Сб. тр. НИИЖБ. — М.: Стройиздат, 1983.

9. Очерки истории НИИЖБ за период 1990-2000 гг. и его научные школы: Сборник. — М.: Профиздат, 2004.

10. НИИЖБ 75 лет в строительстве: Сборник. — М.: Центр экономики и маркетинга, 2002.

Автор:

Алексей Николаевич ДАВИДЮК, доктор технических наук, заслуженный строитель РФ, директор НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва

Alexey DAVIDYUK, Doctor of Sci. (Eng.), honored Builder of Russia, Director of NIIZHB named after A.A. Gvozdev JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: niizhb@cstroy.ru

тел.: +7 (499) 174-77-24

А.А. ГВОЗДЕВ – ВЫДАЮЩИЙСЯ УЧЕНЫЙ XX ВЕКА, ОСНОВОПОЛОЖНИК ОТЕЧЕСТВЕННОЙ ШКОЛЫ ТЕОРИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

A.A. GVOZDEV – THE OUTSTANDING SCI- ENTIST OF THE XX CENTURY, THE FOUND- ER OF THE RUSSIAN SCHOOL OF THE THE- ORY OF REINFORCED CONCRETE

Н. И. КАРПЕНКО, д-р техн. наук, проф.

В 2017 г. исполнилось 120 лет со дня рождения А.А. Гвоздева (1897 г.) — выдающегося ученого XX века в области строительной механики, теории пластин и оболочек, создания современной теории железобетона и методов расчета строительных конструкций по предельным состояниям. С именем А.А. Гвоздева неразрывно связаны развитие железобетона в нашей стране, создание норм проектирования, разработка и исследование основных направлений развития сборного и монолитного железобетона и их сочетаний.

А.А. Гвоздев – создатель российской школы по нелинейной механике железобетона, им подготовлено более 100 кандидатов и 10 докторов технических наук, работы А.А. Гвоздева получили широкую известность в СССР и за рубежом, высоко отмечены научным признанием и наградами.

Доктор технических наук, профессор А.А. Гвоздев был действительным членом Академии строительства и архитектуры – предшественницы современной Академии архитектуры и строительных наук (РААСН), членом ведущих научных советов, постоянным членом Европейского комитета по бетону (ЕКБ) и других научных отечественных и зарубежных организаций.

А.А. Гвоздев был организатором первой в СССР лаборатории железобетонных конструкций, затем

In 2017 we have been marked 120 years since the birth of A.A. Gvozdev (1897), the outstanding scientist of the XX century in the field of structural mechanics, theory of plates and shells, creating the modern theory of reinforced concrete and calculation methods of building structures to limit states. With the name of A.A. Gvozdev inextricably linked the development of reinforced concrete in our country, the establishment of design standards, development and research of basic directions of development of prefabricated and monolithic reinforced concrete, and their combinations.

A.A. Gvozdev – the Creator of Russian school on non-linear mechanics of reinforced concrete; he has trained more than 100 Ph.D and 10 doctors in engineering. A.A. Gvozdev became widely known in the USSR and abroad, a highly distinguished academic recognition and awards.

Doctor of engineering, full professor A.A. Gvozdev was a member of the Academy of Construction and Architecture, predecessor of the modern Academy of Architecture and Construction Sciences (RAACS), a member of the leading scientific councils, permanent member of Committee European du Beton (CEB) and other domestic and foreign scientific organizations.

A.A. Gvozdev was the organizer of the first in the USSR laboratory of reinforced concrete structures, then the Central laboratory of the theory of reinforced

Центральной лаборатории теории железобетона, и бессменным ее руководителем в течение почти 60 лет. Лаборатория сыграла важнейшую роль в развитии теории железобетона, методов расчета и проектирования железобетонных конструкций в нашей стране.

concrete, and he was its permanent head for almost 60 years. The laboratory has played the most important role in the development of the theory of reinforced concrete, methods of calculation and design of reinforced concrete structures in our country.

Ключевые слова:

статически неопределимые системы, теория железобетона, расчет по предельным состояниям, нормы проектирования, плиты и оболочки, теория ползучести бетона, расчет железобетонных конструкций

Key words:

theory of reinforced concrete, ultimate limit states, creep, design codes, theory of deformation of reinforced concrete with cracks, concrete creep, criteria of strength of concrete, calculation of prestressed structures, diagram method, structural model of concrete

Подробно жизненный и творческий путь А.А. Гвоздева изложен в обстоятельной монографии К.В. Михайлова и Г.К. Хайдукова [1], посвященной 100-летию со дня рождения Алексея Алексеевича Гвоздева, где также дан полный перечень его трудов. Здесь остановимся в основном на некоторых моментах творчества этого выдающегося ученого.

Краткая биографическая справка.

Алексей Алексеевич Гвоздев родился 9 мая 1897 г. в селе Богучарово бывшей Тульской губернии в семье потомственного дворянина. В 1915 г. А.А. Гвоздев окончил гимназию в г. Туле и поступил в Московский институт инженеров путей сообщения (МИИТ), который окончил в 1922 г.

Начало трудовой и научной деятельности. Трудовую деятельность А.А. Гвоздев начал еще во время учебы в институте строительным техником на Северной железной дороге, после окончания института, с 1922 г. по 1923 г. работал на восстановлении мостов в Николаеве и Киеве, разрушенных в годы первой мировой и гражданской войн, затем возвратился в Москву, где занимался проектированием ряда мостов через Москву-реку и преподаванием строительной механики в МИИТе (с 1923 по 1925 гг.).

Преподавательская деятельность. Преподавательская деятельность А.А. Гвоздева по строительной механике и конструкциям продолжалась более 50 лет (сначала в МИИТе, в Военно-инженерной академии (ВИА), затем в МВТУ в качестве профессора кафедры строительной механики, а с 1942 по 1962 г. — профессором кафедры железобетонных конструкций МИСИ). За многостороннюю научно-педагогическую деятельность А.А. Гвоздеву в 1933 г. было присвоено звание профессора по специальности «Строительная механика», а в 1936 г. по совокупности научных разработок присуждена ученая степень доктора технических наук.

Знаковый поворот в научной деятельности. А.А. Гвоздев – начало пожизненной научной деятельности в качестве руководителя лаборатории. Поворотным событием в жизни А.А. Гвоздева явилась организация в 1927 г. Государственного научно-исследовательского института (ГИС), где он по приглашению возглавил отдел расчета конструкций. В 1932 г. ГИС был переименован в Центральный научно-исследовательский институт промышленных сооружений (ЦНИПС), из которого позже (в 1956 г.) выделился Научно-исследовательский институт бетона и железобетона (НИИЖБ). В этих институтах А.А. Гвоздев возглавлял лабораторию железобетонных конструкций, а с 1956 г. и до конца жизни в НИИЖБе – Центральную лабораторию теории железобетона. Рассматривая твор-

ческую и научную деятельность А.А. Гвоздева, можно с некоторой условностью выделить несколько периодов.

Начальный период научной деятельности. Этот период был тесно связан с развитием строительной механики, интерес к которой проявился у Алексея Алексеевича еще в студенческие годы. В 1927 г. А.А. Гвоздев опубликовал книгу «Общий метод расчета статически неопределимых конструкций», в которой изложил предложенный им смешанный метод расчета статически неопределимых конструкций [2]. Метод был важен в то время для упрощения ручного счета неразрезных балок, рам и оболочек [3, 4]. Книга стала практическим руководством по проектированию. В том же году молодой инженер А.А. Гвоздев был привлечен к разработке проекта железобетонного конического купола диаметром около 30 м для перекрытия лаборатории Всесоюзного электротехнического института (ВЭИ) в Москве. Коническая форма представлялась оптимальной для передачи на основание купола сосредоточенной нагрузки, приложенной к центру купола от подвесного карусельного крана. Эта разработка стала началом научных исследований А.А. Гвоздева в области оболочек, которые нашли обобщение в Инструкции [5], составленной совместно с В.И. Мурашевым, В.Н. Горновым и В.З. Власовым. Из дальнейших работ следует отметить разработку совместно с А.А. Гольденвейзером метода расчета цилиндрических сводов-оболочек с учетом краевого эффекта, рассмотрение вопросов длительной устойчивости, подходов к расчету железобетонных оболочек как своеобразно анизотропных, анизотропия которых вызывалась не только армированием, но и ориентацией трещин. Это направление в расчетах железобетонных оболочек в настоящее время становится основанным.

Проверка и развитие метода по разрушающим усилиям. К началу 30-х годов XX столетия стало очевидным, что расчеты железобетонных конструкций по допускаемым напряжениям как линейно упругого тела не соответствуют результатам экспериментальных исследований. Становился все более очевидным вопрос о необходимости учета пластических свойств бетона.

Прорывным в этом плане оказалось предложение А.Ф. Лолейта (в конце 1931 г.) по построению новой теории расчета железобетонных конструкций по разрушающим усилиям на примере железобетонной балки при изгибе [6]. Согласно этому предложению, в изгибаемой железобетонной балке в стадии разрушения в растянутой арматуре и сжатом бетоне вследствие развития пластических деформаций напряжения достигают предельных значений. Сейчас трудно представить, что до этого простого решения исследователи шли более 70 лет.

Экспериментальная проверка предложения А.Ф. Лолейта и распространение методики расчета по разрушающим усилиям на большой класс внецентренно сжатых элементов и балок с жесткой арматурой была выполнена в лаборатории железобетонных конструкций б. ЦНИПС М.С. Боришанским и А.П. Васильевым под руководством А.А. Гвоздева [6]. Лаборатория занималась также вопросами трещиностойкости, предварительным напряжением, новыми видами бетонов и арматуры.

Исследования лаборатории позволили в 1938 г. ввести методику расчета по стадии разрушения в нормы проектирования [7], что привело к более экономичному проектированию. А.А. Гвоздев не только доказал на основании экспериментальных исследований перспективность предложенного А.Ф. Лолейтом способа расчета по стадии разрушения (стадии исчерпания прочности), но и предложил ввести проверку по двум новым предельным состояниям – по трещиностойкости и по деформативности [8]. Это дало толчок проведению систематических исследований по разработке теории расчета железобетонных конструкций по трем предельным состояниям. В дальнейшем расчет по трещиностойкости и по деформативности вошел в общую вторую группу.

Лаборатория А.А. Гвоздева – «кузница» ведущих ученых в области теории и практики бетона

и железобетона. Ведущими научными сотрудниками лаборатории в те годы были В.М. Мурашев, А.П. Васильев, С.А. Дмитриев, М.С. Боришанский, Н.А. Коренев, В.С. Булгаков. В начале 50-х годов к ним прибавились В.В. Макаричев, К.Э. Таль, Н.Н. Лессиг, С.М. Крылов, А.В. Александровский, К.В. Михайлов, Н.М. Мулин, Е.А. Чистяков, Н.К. Белобров. В дальнейшем этот список значительно расширился. В.В. Макаричев и К.В. Михайлов в дальнейшем стали директорами нового института НИИЖБ.

Военное время. Исследования лаборатории по проблемам железобетона были прерваны началом Великой Отечественной войны. А.А. Гвоздев был призван в Красную Армию, где прошел путь от инженера I го ранга до полковника. Под его руководством были разработаны Нормы проектирования и строительства железобетонных оборонительных сооружений и Нормы проектирования железобетонных конструкций для военного времени, им решались вопросы восстановления поврежденных сооружений в послевоенное время [9, 10].

Метод предельного равновесия и его фундаментальные теоремы. Послевоенный период характеризуется бурным развитием как самих железобетонных конструкций, особенно сборных, так и новых методов их расчета с учетом пластических свойств железобетона. На эту проблему А.А. Гвоздев обратил внимание еще в 1936 г., выступив на конференции в АН СССР с докладом «Определение величины разрушающей нагрузки статически неопределимых систем, подверженных пластические деформации» [11].

Новым этапом разработок по учету пластической деформации стал капитальный труд А.А. Гвоздева «Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия», который вышел в 1949 г. [12, 13]. В этом труде центральное место занимает доказательство двух фундаментальных теорем о нижней и верхней границах несущей способности метода предельного равновесия. К верхней границе несущей способности приводит кинематический способ метода предельного равновесия, а к нижней – статический способ этого метода.

За разработку основных положений и доказательство двух фундаментальных теорем метода предельного равновесия А.А. Гвоздеву в 1967 г. была присуждена Бельгийским инженерным обществом медаль Густава Тразенстора, которой награждаются выдающиеся ученые мира.

Метод предельного равновесия применим к расчету конструкций, претерпевающих значительные пластические деформации, и неприменим к случаям хрупкого разрушения [13, 14, 15]. Наибольшее развитие и распространение получил кинематический метод предельного равновесия применительно к расчету плит, работающих в двух направлениях, в трудах С.М. Крылова [16], а также в работах, выполненных под его руководством по расчету плит, неразрезных балок, рам ([17], разработки А.М. Проценко, Л.И. Ярина, Л.Н. Зайцева, Ю.В. Зайцева и др.). Расчет оболочек методом предельного равновесия развивали Н.В. Ахвледиани, А.Р. Ржаницин, Г.К. Хайдуков, В.В. Шугаев и др. [1].

Важную часть расчетного аппарата метода предельного равновесия составляют условия пластичности железобетона. Применительно к расчету плит кинематическим способом предельного равновесия может использоваться условие пластичности К. Йогансена по линиям пластических шарниров (линиям излома), в виде

$$M_n = M_{Tx} \sin^2 \alpha_T + M_{Ty} \cos^2 \alpha_T \quad (1)$$

где M_n – нормальный момент по линиям излома; M_{Tx} и M_{Ty} – предельные моменты усилий текучести в арматуре направлений x и y ($M_{Tx} = \sigma_{Tx} f_{sx} z$, $M_{Ty} = \sigma_{Ty} f_{sy} z$, где z – плечо внутренней пары уси-

лий; – угол между арматурой направления x и площадкой текучести, проходящей по линии излома). Угол α_T . К. Йогансен предлагал определять экспериментальным путем. Применительно к расчету конструкций статическим методом предельного равновесия условие (1) становится непригодным, поскольку включает неизвестный угол α_T , кроме этого оно не дает возможности теоретически варьировать α_T при расчете кинематическим способом. Более общим является условие А.А. Гвоздева [12], предложенное в 1949 г. применительно к сложному косоугольному армированию. Здесь для сопоставления с (1) рассмотрим частный случай этого условия применительно к армированию плит нижней прямоугольной сеткой. А.А. Гвоздевым было установлено, что предельные моменты усилий текучести M_{Tx} и M_{Ty} в арматуре образуют плоский симметричный тензор, который был назван тензором сопротивления. Разность тензора сопротивления и тензора действующих усилий образует тензор запаса прочности с $A_x = (M_{Tx} - M_x)$; $A_{xy} = (M_{Txy} - M_{xy})$. Для армирования в виде прямоугольной сетки $A_{xy} = M_{xy}$, $M_{Txy} = 0$.

Зная величины A_x , A_y , A_{xy} , легко определить главные компоненты тензора запаса: A_{min} , A_{max} . Площадка, на которой компоненты тензора запаса обращаются в нуль,

$$A_{min} = 0 \quad (2)$$

и является площадкой текучести. Используя известные выражения для главных компонентов плоского тензора, условие (2) легко преобразовывается к виду

$$(M_{Tx} - M_x)(M_{Ty} - M_y) - M_{xy}^2 = 0.$$

При этом формула для определения угла наклона α_T площадок текучести, установленная А.А. Гвоздевым, имеет вид

$$\operatorname{tg} \alpha_T = \pm \sqrt{(M_{Tx} - M_x) / (M_{Ty} - M_y)} \quad (4)$$

В 1966 г. в докладе на VI Всесоюзной конференции по бетону и железобетону [18] Н.И. Карпенко предложил более общее условие для расчета плит и пологих оболочек с учетом совместного действия моментов и нормальных сил в виде

$$(M_{Tx} - M_x - N_x z_b)(M_{Ty} - M_y - N_y z_b) - (M_{xy} + N_{xy} z_b)^2 = 0 \quad (5)$$

где z_b – расстояние от срединной поверхности приложения сил N_x , N_y , N_{xy} до центра тяжести бетона сжатой зоны.

Толчок к развитию статического метода предельного равновесия на основе условий (3, 5) дало применение линейного и нелинейного программирования (в работах М.И. Рейтмана, Н.И. Карпенко, Л.И. Ярина, Б.Ю. Мирзабекяна [19, 20, 21] и др.).

А.А. Гвоздев – руководитель Центральной лаборатории теории железобетона НИИЖБа. В 1956 г. при создании Академии строительства и архитектуры было принято решение организовать на базе ЦНИПСа два самостоятельных института: НИИЖБ и ЦНИИСК. В состав новой Академии были избраны А.А. Гвоздев, Л.И. Онищик, В.В. Михайлов и В.И. Мурашев, а членами-корреспондентами стали В.И. Москвин, С.А. Миронов и В.С. Туркин, которые возглавили лаборатории НИИЖБа по разным направлениям. Ведущей лабораторией НИИЖБа в области теории и методов расчета железобетонных конструкций стала Центральная лаборатория теории железобетона и новых видов арматуры, которую возглавил А.А. Гвоздев. Начало организации НИИЖБа и последующие два с половиной десятилетия характеризовались значительными экспериментальными и теоретическими исследованиями в различных областях бетона и железобетона. В кабинете А.А. Гвоздева непрерывно

шло обсуждение результатов новых экспериментальных исследований, предложений по построению методов расчета и рекомендаций для норм проектирования. Главным требованием А.А. Гвоздева в этих обсуждениях было обеспечение достоверности результатов исследований без всяких подгонок. Известен случай, когда уличенный в попытке подтасовки экспериментальных исследований аспирант был немедленно исключен из аспирантуры. Этот случай имел большой резонанс среди молодых ученых.

Исследования лаборатории под руководством А.А. Гвоздева проходили по многим направлениям. В их числе:

- развитие методов расчета изгибаемых и внецентренно сжатых элементов, моментов трещинообразования, границ их переармирования, определения ширины раскрытия трещин, длительной прочности, надежности разработанных расчетов по предельным состояниям (исследования К.Э. Таля, Я.М. Немировского, Е.А. Чистякова, Н.К. Белоброва, Н.М. Мулина, Ю.П. Гущи, К.В. Петровой, Н.Г. Маткова и др.);

- определение несущей способности стержневых железобетонных конструкций при кручении и действии поперечных сил (исследования Н.Н. Лессиг, Л.К. Руллэ, Ю.В. Чиненкова, Т.П. Чистовой по определению прочности стержневых элементов при изгибе с кручением, М.С. Боришанского, затем — А.С. Залесова, В.Ф. Ильина, Л.Н. Зайцева и др. по определению прочности и деформативности балок на действие поперечных сил, Н.И. Карпенко, Э.Г. Елагина, Т.П. Чистовой – по определению деформаций прямоугольных и кольцевых элементов при изгибе с кручением);

- развитие методов расчета предварительно напряженных конструкций (исследования С.А. Дмитриева, Б.А. Калатурова, Е.А. Чистякова, А.А. Светова, Л.Н. Зикеева, И.В. Волкова и др. по определению деформативности и прочности преднапряженных конструкций по нормальным и наклонным сечениям);

- развитие методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций (исследования С.М. Крылова, Л.Н. Зайцева, А.М. Проценко, А.М. Овечкина, М.И. Рейтмана, В.В. Власова, А.И. Козачевского, В.Г. Назаренко, Л.И. Ярина и др. по расчету несущей способности и оптимальному проектированию статически неопределимых плоских и стержневых железобетонных конструкций; Н.И. Карпенко, С.М. Крылова и др. – по расчету деформаций и трещиностойкости плит, работающих в двух направлениях);

- разработка и внедрение новых видов арматуры, определение сцепления арматуры с бетоном (исследования Н.М. Мулина, К.В. Михайлова, С.А. Мадатяна; Е.А. Гузеева, Б.П. Горячева, Г.Н. Судакова, И.Н. Тихонова и др.);

- развитие моделей деформирования и разрушения бетонных и железобетонных элементов при одноосных – плоских и объемных напряженных состояниях, развитие теории ползучести (исследования Н.И. Карпенко, А.В. Яшина, Е.С. Лейтеса по разработке критериев прочности бетона при объемном напряженном состоянии, Н.И. Карпенко – по разработке теории деформирования и прочности железобетонных элементов с трещинами при плоском и объемном напряженных состояниях); по способам учета нелинейных деформаций ползучести (исследования С.В. Александровского, А.В. Яшина, Э.А. Багрия, К.З. Галустова и др.), по оценке виброползучести и влияния переменных режимов нагружения (исследования Ю.Н. Кардовского, И.К. Белоброва, Т.С. Каранфилова, Ю.С. Кульги́на, Ю.С. Волкова, В.А. Рахманова и др.).

Результаты многолетних исследований Центральной лаборатории теории железобетона и новых видов арматуры нашли отражение в докладах А.А. Гвоздева на многих конференциях, в его личных

публикациях, а также в публикациях, подготовленных совместно со многими исследователями его школы, а также почитателями достижений школы. В качестве соавторов публикаций А.А. Гвоздева выступали С.А. Дмитриев, С.М. Крылов, Я.М. Немировский, Л.И. Макаренко, И.К. Белобров, Н.Н. Лессиг, К.Э. Таль, С.В. Александровский, Э.Я. Багрий, Б.А. Калатуров, Н.И. Карпенко, Л.Н. Зайцев, К.З. Галустов, А.В. Яшин, О.Я. Берг, Н.М. Мулин, Ю.П. Гуца, Ю.Н. Кардовский, Е.А. Чистяков, А.В. Шубик, В.Н. Байков, А.С. Залесов, И.Т. Титов, К.Г. Ермуханов, Е.Ж. Жимагулов, О.Ф. Ильин, П.П. Семенов, Р.Л. Серых и др.

Все указанные исследования обобщены в сборниках НИИЖБ [22], а также в обобщающих трудах А.А. Гвоздева [23 – 32].

В принципе указанные результаты являются известными, остановимся лишь на некоторых из них.

Развитие теории ползучести. Одним из важных разделов современной теории бетона является теория ползучести. Основы современной теории, наиболее полно учитывающие старение и наследственность бетона, были заложены Г.Н. Масловым [33] в 1941 г. Эта теория получила название теории упруго-ползучего тела, которую также называют наследственной теорией старения бетона. Построение математической модели такой теории с записью основных интегральных уравнений было выполнено Н.Х. Арутюняном в 1949 – 1952 гг. [34, 35]. Построения относились к учету линейной ползучести и основывались на мерах ползучести, зависящих от времени нагружения образца и длительности действия напряжений, а также на принципе наложения воздействий. Меры устанавливались экспериментальным путем и требовали проведения многочисленных экспериментов, на основании которых совершенствовались меры ползучести. Выяснилось значительное влияние нелинейной ползучести, необходимыми стали нелинейные меры ползучести. Нелинейные деформации, а также отдельные линейные деформации ползучести не в полной мере подчинялись принципу наложения воз действий. Меры устанавливались экспериментальным путем и требовали проведения многочисленных экспериментов, на основании которых совершенствовались меры ползучести. Выяснилось значительное влияние нелинейной ползучести, необходимыми стали нелинейные меры ползучести. Нелинейные деформации, а также отдельные линейные деформации ползучести не в полной мере подчинялись принципу наложения воздействий. Эти факторы изучались в работах многих исследователей. Развитие более общих моделей ползучести в НИИЖБ проходило под руководством А.А. Гвоздева, затем отделилась группа, которой руководил С.В. Александровский.

В работах А.А. Гвоздева, К.З. Галустова, А.В. Яшина [36, 37] введена классификация необратимых деформаций ползучести на деформации первого рода, не связанные со старением, и деформации второго рода, вызванные старением бетона, а также большое внимание уделялось деформациям ползучести, учет которых отклоняется от принципа наложения воздействия.

Наиболее общий вариант нелинейной теории ползучести был предложен А.А. Гвоздевым в работе [38]. Предложена новая запись интегрального уравнения ползучести в виде

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} + \int_{\tau_1}^t \frac{\sigma(\tau)}{E(\tau)} K(t, \tau) + \int_0^{\sigma_{\max}} F'[\sigma(\tau)] \Phi(\tau_2, \tau_1) d\sigma \quad (6)$$

где $K(t, \tau)$ – линейное ядро, принимаемое по формуле упруго-ползучего тела в виде

$$K(t, \tau) = -E(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \left[\frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau) \right] \quad (7)$$

другие составляющие:

$$F'[\sigma(\tau)] = \sigma(t)f[\bar{\sigma}(t)], \quad f[\bar{\sigma}(t)] = \left[\frac{\sigma(t)}{\sigma_0} \right]^m,$$

где σ_0 – некоторое постоянное напряжение (для удобства принимается $\sigma_0=1$);

$\Phi(\tau_2, \tau_1)$ – функция, определяющая необратимую составляющую деформацией ползучести первого рода, которая выражалась через нелинейную составляющую деформацией ползучести $C_n(\tau_2, \tau_1)$:

$$\Phi(\tau_2, \tau_1) = C_n(\tau_2, \tau_1), \tag{8}$$

здесь $\tau_1(\sigma), \tau_2(\sigma)$ – время начала и конца роста напряжений, причем $\tau_2(\sigma) \leq t$,

σ_{max} – наибольшее к моменту t напряжение в рассматриваемом процессе.

Представленный вариант учитывает нестрогость принципа наложения воздействий.

Уравнение (6) нашло развитие в работе К.З. Галустова и А.А. Гвоздева [39]. Здесь предложен более точный учет нелинейных деформаций ползучести в виде

$$\varepsilon_n(t) = \frac{\sigma(t)}{\Phi(\tau)} + \frac{R(t)}{E(t)} \int_{\tau_1}^t \eta(\tau) \cdot K(t-\tau) d\tau + \int_0^{\eta_{max}} f(\eta) \cdot F[T(\eta, t)] d\eta \tag{9}$$

где η_{max} – максимальное значение уровня напряжений $\eta = \frac{\sigma}{R}$, достигнутое к моменту t ; R – прочность стандартных призм; T – суммарная длительность действия уровня напряжений к моменту времени t , причем функции $K(t-T)$ и $F(t)$ считаются инвариантными – не зависящими от возраста бетона.

В дальнейшем А.А. Гвоздев предложил инвариантное ядро $K(t-\tau)$ заменить на неинвариантное [40]:

$$K(t, \tau) = f(\tau) + \varphi(\tau)K(t - \tau) \tag{10}$$

что придало уравнению (9) более общий характер.

Разработка модели железобетона с трещинами при плоском напряженном состоянии. В 1965 г. в журнале «Строительная механика и расчет сооружений», №2, была опубликована статья А.А. Гвоздева и Н.И. Карпенко [41], которая послужила началом развития теории деформирования железобетона с трещинами при плоском, напряженном состоянии [41].

Рассмотрено армирование в виде прямоугольной сетки. Определены напряжения в арматуре в трещинах

$$\sigma_{sx} = \frac{\sigma_x + \tau_{xy} \operatorname{tg} \alpha}{\mu_x} \lambda_x; \quad \sigma_{sy} = \frac{\sigma_y + \tau_{xy} \operatorname{tg} \alpha}{\mu_y} \lambda_y, \tag{11}$$

где α – угол наклона трещин к оси x ; μ_x, μ_y – коэффициенты армирования; λ_x, λ_y – коэффициенты, учитывающие влияние касательных напряжений в арматуре в трещинах и сил зацепления берегов трещин. Кроме деформаций арматуры, вызванных напряжениями (11), учитывается еще дополнительное влияние напряжений и деформаций полос бетона между трещинами, в результате физические соотношения, связывающие напряжения с деформациями, принимают вид

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & 0 & C_{13} \\ 0 & C_{22} & C_{23} \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \tag{12}$$

где C_{ij} – нелинейные коэффициенты матрицы податливости.

Зависимости (12) подобны зависимостям нелинейного анизотропного тела, отсюда название анизотропная модель железобетона.

В развитие плоской модели в 1965 – 1966 гг. Н.И. Карпенко опубликовал статьи по расчету прогибов железобетонных плит с трещинами, работающих в двух направлениях [42, 43]. В изгибаемых плитах напряжения в арматуре в трещинах σ_{sx}, σ_{sy} , определились по зависимостям:

$$\sigma_{sx} = \frac{M_x + M_{xy} \operatorname{ctg} \alpha}{(h_0 - 0,5x_T) f_{ax}} \chi_x ; \quad \sigma_{sy} = \frac{M_y + M_{xy} \operatorname{tg} \alpha}{(h_0 - 0,5x_T) f_{xy}} \lambda_y , \quad (14)$$

где x_T – высота сжатой зоны над трещинами; M_x, M_y, M_{xy} – изгибающие и крутящие моменты.

Также найден способ учета деформаций бетона над трещинами и деформаций полос бетона между трещинами, в результате физические соотношения для плит приняли вид

$$\begin{Bmatrix} -\frac{\partial^2 W}{\partial x^2} \\ -\frac{\partial^2 W}{\partial y^2} \\ -2\frac{\partial^2 W}{\partial x \partial y} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} B_{11} & 0 & B_{13} \\ 0 & B_{22} & B_{23} \\ B_{13} & B_{23} & B_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{Bmatrix} \quad (15)$$

где W – функция прогибов.

Зависимости (15) приводили к анизотропной модели деформирования плит, что противоречило тогдашнему мнению об изотропной модели деформирования плит.

Результаты экспериментальной проверки начальной теории расчета конструкций при плоском напряженном состоянии с учетом трещин и ее обобщение приведено в работе А.А. Гвоздева, Н.И. Карпенко, С.М. Крылова [44].

В дальнейшем в работах Н.И. Карпенко получили развитие более общие модели деформирования железобетонных плоских и оболочечных элементов с трещинами и без трещин при совместном действии моментов и нормальных сил ($M_x, M_y, M_{xy}, N_x, N_y, N_{xy}$), а также железобетонных элементов с трещинами и без трещин при объемном напряженном состоянии (при действии напряжений $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$). Эти работы обобщены в монографиях Н.И. Карпенко [45, 46]. Монография [45] вышла с предисловием А.А. Гвоздева, который оказал большую поддержку развитию этого направления.

К развитию критериев прочности бетона. В своей монографии [12] А.А. Гвоздев также предложил запись формы предельной поверхности бетона при трехосном напряженном состоянии. Представленная в этой работе рациональная форма предельной поверхности стала началом развития критериев прочности в виде функциональных связей между инвариантными величинами: октаэдрическим нормальным (σ_0) и касательным (τ_0) напряжениями и параметром Лодье – Надаи (μ_σ)

$$F(\tau_0, \sigma_0, \mu_\sigma, R_b, R_{bt}) = 0 \quad (16)$$

Инвариантный способ построения использовался в НИИЖБе Е.С. Лейтесом, А.В. Яшиным и Н.И. Карпенко. Обзор этих исследований приведен в [46].

Для практических расчетов в случае сжатия элемента напряжениями $\sigma_1 = \sigma_2 \succ \sigma_3$ А.А. Гвоздев рекомендовал для использования более простое условие вида

$$\sigma_3 = -R_{bc} + \beta_{II} \sigma_1 \quad (17)$$

при коэффициенте $\beta_{II} = 5$ (здесь напряжения сжатия приняты отрицательными), Условие прочности (17) в настоящее время также вошло в Еврокод.

Исследования Н.И. Карпенко показали, что параметр β_{II} в условии (17) не является постоянной величиной, а описывается некоторой дробной функцией [46]

$$\beta_{II} = \frac{1 + a - a \frac{\sigma_1}{\sigma_3}}{b + (1 - b) \frac{\sigma_1}{\sigma_3}} \quad (18)$$

где a, b – константы материала (для тяжелых бетонов $b \approx 0,118, a \approx 0,56$); также показано, что условие (17) можно распространить на все случаи трехосного сжатия, записав его в виде

$$\sigma_3 = -k_c (-R_{bc} + \beta_{II} \sigma_1), \quad (19)$$

где k_c – функция влияния среднего напряжения σ_2 на прочность,

$$k_c = 1 + \frac{cR_{bt}}{R_{bc}} \left[1 - d\mu_\sigma - (1 - d)\mu_\sigma^3 - e(1 - \mu_\sigma)^2 \right] \quad (20)$$

R_{bt}, R_{bc} – прочность бетона при одноосном сжатии и растяжении; для тяжелых бетонов $c=5, e = 0,44, d = 0,8$.

О задачах развития теории деформирования и прочности бетона и железобетона. Этой проблеме А.А. Гвоздев уделял большое внимание. Его взгляды на ее развитие отражены в докладах [49, 50, 51, 52], в том числе составленных совместно с В.Н. Байковым и О.Я. Бергом [47, 52]. А.А. Гвоздев также уделял большое внимание построению структурных моделей бетона [49]. Известно его мнение, что «неоднородность бетона, порождая возникновение микротрещин, задерживает их перерастание в опасные микротрещины». В силу этого более неоднородные бетоны менее чувствительным к концентрациям напряжений. Эта гипотеза А.А. Гвоздева подтверждается в настоящее время при создании высокопрочных бетонов.

Тезис А.А. Гвоздева [29], что методы расчета конструкций предварительного напряженных и обычных должны основываться на общих принципах, подтверждается в диаграммной модели. Если при расчете обычных конструкций диаграмма деформирования арматуры начинает включаться в расчет с нулевых напряжений и деформаций, то при расчете предварительного напряженных конструкций диаграмма арматуры включается с напряжений и деформаций, соответствующих началу совместной работы бетона и предварительно напряженной арматуры. Фактически расчет железобетонных конструкций при этом сводится к расчету конструкций с начальными напряжениями и деформациями его компонент.

Развитие нормативной базы. Неожиданный поворот и необходимый разворот. Неоценим вклад А.А. Гвоздева в развитие отечественной нормативной базы по расчету и проектированию железобетонных конструкций. Эта работа велась под руководством А.А. Гвоздева более 50 лет. Останемся лишь на последней серии нормативных документов, которые стали основой проектирования конструкций на протяжении последних 40 лет. В их числе:

- СНиП II-V.1-62 Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования, 1963 г;
- СНиП II-V.1-62* Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования, 1970 г;
- СНиП II-21-75 Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования, 1976 г;
- СНиП 2.03.01-84 Бетонные и железобетонные конструкции. 1984 г;

• СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции. 2002 г

Над созданием этой серии нормативных документов и над разработкой Пособий к ним в разное время работало большое число исследователей; от НИИЖБ — А.А. Гвоздев, С.А. Дмитриев, Б.А. Калатуров, К.В. Михайлов, К.Э. Таль, Н.М. Мулин, М.С. Боришанский, Н.Н. Лессиг, Л.К. Рулле, Е.А. Чистяков, И.К. Белобров, Я.М. Немировский, С.М. Крылов, Ф.И. Городницкий, Н.А. Коренев, Г.И. Бердичевский, Н.И. Катин, А.Е.

Кузьмичев, Р.Л. Серых, И.Е. Евгеньев, А.П. Васильев, Н.Г. Матков, А.С. Залесов, Н.И. Карпенко, Ю.П. Гуца, В.А. Клевцов, С.А. Мадатян, И.Н. Тихонов, Л.Н. Зикеев, К.В. Петрова, И.В. Волков, В.М. Баташев и др.; от ЦНИИПромзданий — Б.Ф. Васильев, Н.Л. Богаткин, Н.К. Никитин, А.С. Залесов (вначале), В.Н. Федоров, Э.Н. Кодыш и др.

Обоснованию положений СНиП и их экспериментальной проверке посвящены отдельные научные сборники НИИЖБа, среди них можно выделить сборник 1978 г. [53].

В связи с этим неожиданностью стал выпуск в 2012 г. нового свода правил СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». В этом нормативном документе несколько изменен расчет железобетонных конструкций по первой группе предельных состояний с исключением общего случая расчета, и полностью изменен расчет по второй группе предельных состояний (по трещинообразованию и определению деформаций). Фактически для расчетов по второй группе введены некоторые варианты упругого расчета, от которых исследователи отошли около 50 лет назад. Это также касается введенной зависимости для граничной высоты сжатой зоны.

Раньше было принято выпускать специальный сборник трудов НИИЖБа с детальным обоснованием зависимостей новых норм, как это сделано в сборнике [53]. Таких публикаций с обоснованием нововведений нет, за исключением публикаций с рекламой новой нелинейной деформационной модели расчета, о которой пойдет речь далее.

Если СНиП 2.03.01-84* касался расчета железобетонных конструкций из всех видов бетонов (тяжелых, различных легких, ячеистых), то СП 63.13330.2012, разработанный под руководством А.С. Залесова, касается только расчета конструкций из тяжелых бетонов. Распространение его на расчет конструкций из других бетонов стало практически невыполнимой задачей. В связи с этим полагаем, что необходимо вернуться к обоснованному СНиП 2.03.01-84, учтя в нем некоторые положительные элементы СП 63.13330.2012. К ним относится введенный расчет по нелинейной деформационной модели (к диаграммному методу расчета), который позволяет вести расчет различных стержневых конструкций современными вычислительными методами.

Хотя руководители разработки нового СП позиционировали себя в виде авторов деформационной модели, в действительности она была разработана в лаборатории Механики железобетона НИИЖБа и на кафедре железобетонных конструкций МИСИ еще в 1987 г. и опубликована в работах [54, 55]. Пути развития диаграммной методики представлены в статье [56].

В настоящее время диаграммный метод развит применительно в высокопрочным тяжелым и легким бетонам, и его введение в нормативный документ заслуживает особого внимания. Кроме этого, разработан более общий диаграммный метод [57] применительно к различным конструкциям, работающим при плоских и объемных напряженных состояниях на основе построений [45, 46]. Это новое направление всячески поддерживалось А.А. Гвоздевым еще в начале своего развития. Так, в СНиП 2.03.01-84* была введена упрощенная двухслойная диаграммная модель расчета изгибаемых и внецентренно сжатых стержневых элементов, которая по точности не уступает более общей модели. Линейная методика СП 63.13330 не связана с нелинейной диаграммной моделью.

В Методическом пособии [57] также восстановлен метод предельного равновесия А.А. Гвоздева по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций.

Что касается инженерных методов расчета в СНиП 2.03.01-84*, то они должны быть сохранены как высшее достижение в области простых, условно ручных методов расчета, имеющих большое физическое обоснование на основе огромного количества экспериментов. Такие обширные комплексные исследования, видимо, в дальнейшем будут невозможны.

Исследователям НИИЖБ им. А.А. Гвоздева необходимо не только говорить, но и тщательно беречь большое наследие А.А. Гвоздева и прилагать усилия для его развития.

Библиографический список

1. Михайлов К.В., Хайдуков Г.К. Алексей Алексеевич Гвоздев. М.: ГНЦ «Строительство», НИИЖБ. — М., 1997.
2. Гвоздев А.А. Общий метод расчета статически неопределимых систем. — М.: Издательство МИИТ, 1927.
3. Инструкция по расчету железобетонных рам и каркасов. — М.: Госстройиздат, 1933 (Гвоздев А.А. совм. с В.И.Мурашевым).
4. Инструкция по расчету безбалочных перекрытий. — М.: Госстройиздат, 1933 (Гвоздев А.А. совм. с колл. авторов).
5. Инструкция по проектированию и расчету железобетонных конструкций тонкостенных пространственных покрытий и перекрытий. — М.: ОНТИ, 1937 (Гвоздев А.А. совм. с колл. авторов).
6. Артур Фердинандович Лолейт (1868-1933). // Строитель. — 1933. — №2.
6. О пересмотре способов расчета железобетонных конструкций и первых его результатах. — М., Л.: ОНТИ, Госстройиздат, 1934.
7. Технические условия и нормы проектирования железобетонных конструкций (ОСТ 900003-38). М.: Стройиздат Наркомстроя, 1938 (Гвоздев А.А. совм. с колл. авторов).
8. Гвоздев А.А. Обоснование §33 Норм и Технических условий проектирования железобетонных конструкций. // Строительная промышленность. — 1939. — №3. С 23-35.
9. Указания по проектированию и применению бетонных и железобетонных конструкций в условиях военного времени (У-37-42). — М.: Стройиздат Наркомстроя, 1943, (Гвоздев А.А. совм. с колл. авторов).
10. Гвоздев А.А. Восстановление железобетонных сооружений и конструкций. Материалы техн. конф. по восстановленному строительству. — М.: Стройиздат, 1944.
11. Определение величины разрушающих нагрузок для статически неопределимых систем, претерпевающих пластические деформации. / Труды конф. по пластическим деформациям. 1936 г. — М.: Из-во АН СССР. (Гвоздев А.А. совм. с колл. авторов).
12. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. — М.: Госстройиздат, 1949 (пер. на кит. яз., издана в 1958 г.).
13. Гвоздев А.А. Метод предельного равновесия в применении к расчету железобетонных конструкций. // Инж. сб.—. 1949. — Вып. 2. С 16-21.
14. Гвоздев А.А. Расчет железобетонных обычных и предварительно напряженных конструкций

по предельным состояниям. Доклад на совещании комиссии по расчету конструкций Международного Совета по строительству и АС и А СССР. // Бюлл. ЕКБ. — 1959. — № 10 (доклад переведен на англ. яз. и распространен в США).

15. Инструкция по расчету статически неопределимых железобетонных конструкции с учетом перераспределения усилий. — М.: Госстройиздат, 1960 (А.А. Гвоздев и С.М. Крылов, переведена на франц. и англ. языки).

16. *Крылов С.М.* Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях. — М.: Стройиздат, 1964.

17. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1975 (Гвоздев А.А., Крылов С.М. совм. с колл. авторов).

18. *Карпенко Н.И.* О работе железобетонных плит с трещинами. / Тр. VI Всес. конф. по бетону и железобетону, I секция НТО Стройиндустрии. — М.: Стройиздат, 1966.

19. *Карпенко Н.И., Рейтман М.И.* Нижняя граница несущей способности и оптимальное проектирование железобетонных плит. / В сб.: Труды VI Всесоюзной конференции по теории оболочек и пластинок. — М.: Мир, 1967. С 67-78.

20. *Рейтман Н.И., Ярин Л.И.* Оптимизация параметров железобетонных конструкций на ЭВМ. — М.: Стройиздат, 1974.

21. *Мирзабекян Б.Ю., Рейтман М.К.* Определение несущей способности и минимального армирования железобетонных оболочек методами линейного программирования. / Сб. «ЦНИИЭПсельстрой». Исследования конструкций зданий и сооружений для сельского строительства. Вып. 2-1. — М.: Стройиздат, 1968 г.

22. Сборники трудов НИИЖБ под редакцией А.А. Гвоздева за 1959, 1960, 1962, 1963 и 1965 гг.

23. *Гвоздев А.А.* Некоторые механические свойства бетона, существенно важные для строительной механики железобетонных конструкций. / Сб. тр. НИИЖБ. 24. *Гвоздев А.А.* Расчет железобетонных обычных и предварительно напряженных конструкций по предельным состояниям. / Доклад на совещании комиссии по расчету конструкций Международного Совета по строительству и АС и А СССР. // Бюлл. ЕКБ. 1959.. — № 10. С 14-66 (доклад переведен на англ. язык и распространен в США).

25. *Гвоздев А.А.* Актуальные вопросы развития сборных предварительно напряженных железобетонных конструкций. // Бетон и железобетон.— 1960.— №7. — С. 31-36.

26. *Гвоздев А.А.* Устойчивость железобетонных оболочек. // Бетон и железобетон. — 1961. — №10. — С. 11-17.

27. *Гвоздев А.А.* Исследования по теории железобетона. / Сб. научн. тр. Под ред. А.А. Гвоздева. 1960.

28. *Гвоздев А.А.* Некоторые вопросы методики исследований прочности и деформаций бетона и железобетонных конструкций. // Сб. «Методика лабораторных исследований деформаций и прочности бетона, арматуры и железобетонных конструкций». — М.: Госстройиздат, 1962.

29. *Гвоздев А.А.* Обзор результатов научных исследований в СССР по предварительно-напряженному железобетону. Доклад на IV Конгрессе ФИП, 1962.

30. *Гвоздев А.А., Лессиг Н.Н., Таль К.Э.* Некоторые новые положения расчета и конструирования железобетонных конструкций.// Сб. тр. НИИЖБ «Расчет и конструирование элементов железобетонных конструкций». — М.: Стройиздат, 1964.

31. *Гвоздев А.А.* К вопросу о статическом методе расчета элементов конструкций. // Строитель-

ная механика и расчет сооружений. — 1964. — №6. — С. 26-32.

32. *Гвоздев А.А.* Тенденции в развитии теории расчета предварительно напряженных бетонных конструкций. / Совещ. по предварительно напряженным железобетонным конструкциям производственных зданий. — М.: Стройиздат, 1965.

33. *Маслов Г.В.* Термическое напряженное состояние бетонных массивов при учете ползучести бетона. — М.: Известия НИИГ, т. 28, 1941. — С. 44-56.

34. *Арутюнян Н.Х.* Теория упруго-напряженного состояния бетона с учетом ползучести. // Прикладная математика и механика. — Т. XIII. — Вып. 6. — 1949.

35. *Арутюнян Н.Х.* Некоторые вопросы теории ползучести бетона. — М.: Гостехиздат, 1952.

36. *Гвоздев А.А., Галустов К.З., Яшин А.В.* Об уточнении теории линейной ползучести бетона. // Механика твердого тела. — 1967.— №6. — С. 34-41

37. *Гвоздев А.А., Галустов К.З., Яшин А.В.* О некоторых отступлениях от принципа наложения в теории ползучести. // Бетон и железобетон. — 1967. — №8. — С. 12-17.

38. *Гвоздев А.А.* О некоторых исследованиях ползучести бетона. Влияние скорости нагружения, гибкости и крутящих моментов на прочность железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1970.

39. *Галустов К.З., Гвоздев А.А.* К вопросу о нелинейной ползучести бетона при одноосном сжатии. // Изв. АН СССР. Механика твердого тела. — 1972. — №1. — С. 213-219.

40. *Гвоздев А.А.* Замечание о нелинейной теории ползучести бетона при одноосном сжатии. // Изв. АН СССР. Механика твердого тела. — 1972. — №5. — С. 56-62.

41. *Гвоздев А.А., Карпенко Н.И.* Работа железобетона с трещинами при плоском напряженном состоянии. //Строительная механика и расчет сооружений. — 1965.— № 2.

42. *Карпенко Н.И.* К расчету прогибов железобетонных плит с трещинами, работающих в двух направлениях. / В сб.: Железобетонные конструкции. Тула, изд-во Политехнического ин-та, 1965. — С. 45-57.

43. *Карпенко Н.И.* О работе железобетонных плит с трещинами. / Тр. VI Всесоюзной конференции по бетону и железобетону, I секция НТО Стройиндустрии. — М.: Стройиздат, 1966. — С. 77-83.

44. *Гвоздев А.А., Карпенко Н.И., Крылов С.М.* Теоретическое и экспериментальное исследование работы железобетона с трещинами при плоском однородном и неоднородном напряженном состоянии. / Сб. НИИЖБ «Совершенствование расчета статически неопределимых железобетонных конструкций». — М.: Стройиздат, 1968. — С. 56-64.

45. *Карпенко Н.И.* Теория деформирования железобетона с трещинами. — М.: Стройиздат, 1976.

46. *Карпенко Н.И.* Общие модели механики железобетона. — М.: Стройиздат, 1996.

47. *Гвоздев А.А., Байков В.Н., Берг О.Я.* Современное состояние теории железобетона. Доклад на VII Всесоюзной конференции по бетону и железобетону. — М.: Стройиздат, 1972.

48. *Гвоздев А.А., Байков В.Н.* Современные задачи развития теории бетона и железобетона. Доклад на VIII Всесоюзной конференции по бетону и железобетону. — М.: Стройиздат, 1977.

49. *Гвоздев А.А.* Структура бетона и некоторые особенности его механических свойств. / Сб. тр. НИИЖБ. Прочность, структурные изменения и деформации бетона. — М.: Стройиздат, 1978.

50. *Гвоздев А.А.* К вопросу о теории железобетона. // Бетон и железобетон. — 1980.— № 4. — С. 12-17.

51. *Гвоздев А.А.* Эволюция взглядов на задачи и методы расчета строительных конструкций. // Изв. АН СССР. Механика твердого тела. — 1981.— №2. — С. 123-131.

52. *Гвоздев А.А., Байков В.Н.* Современные пути развития теории железобетона. Доклад на IX

Всесоюзной конференции по бетону и железобетону. — М.: Стройиздат, 1983.

53. *Гвоздев А.А., Дмитриев С.А., Гуца Ю.П., Залесов А.С., Мулин Н.М., Чистяков Е.А.* Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1978.

54. *Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Сапожников М.А.* К построению методики расчета стержневых элементов на основе диаграмм деформирования материалов. / В сб. НИИЖБ «Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций». — М.: 1987. — С. 5-23.

55. *Байков В.Н., Додонов М.И., Расторгуев Б.С.* и др. Общий случай расчета прочности элементов по нормальным сечениям. // Бетон и железобетон. — 1987. — №6. — С. 16-18.

56. *Карпенко Н.И., Карпенко С.Н.* О диаграммной методике расчета деформаций стержневых элементов и ее частных случаях // Бетон и железобетон. — 2012. — №6. — С. 20-27.

57. Статически неопределимые железобетонные конструкции. Диаграммные методы автоматизированного расчета и проектирования: Методическое пособие. — М.: Техиздат, 2017 (в печати, рук. работ Карпенко Н.И.).

Автор:

Николай Иванович КАРПЕНКО, д-р техн. наук, профессор, академик РААСН, академик-секретарь Отделения строительных наук РААСН, главный научный сотрудник Научно-исследовательского института строительной физики РААСН, Москва

Nikolai KARPENKO, Doctor of Sci. (Eng.), Full Professor, academician of RAASN, academician-secretary of the Department of Building Sciences RAASN, chief researcher of Research Institute of Construction Physics of RAASN, Moscow

e-mail: niisf_lab9@mail.ru

тел.: +7 (495) 629-26-90

ANALYSIS OF STRUCTURAL EFFECTS OF TIME-DEPENDENT BEHAVIOUR OF CONCRETE: AN INTERNATIONALLY HARMONIZED FORMAT

Mario Alberto CHIORINO, Prof.

Modern concrete structures, realized through complex sequential construction techniques and/or characterized by significant non-homogeneities, are in general very sensitive to the effects of time-dependent behaviour of concrete (creep and shrinkage).

Guidelines for the evaluation of these effects were developed in the last decades by international pre-standard and standard institutions on the basis of a common, although progressively evolving, scientific background, and of a substantially worldwide harmonized format.

The author discusses the development, with his large personal involvement, of this favourable scenario, evidencing areas of well established consensus and open problems.

In what concerns more specifically the effects of creep, it is commonly accepted that a reliable analysis of the structural response in service conditions may be performed on the basis of the theory of ageing linear viscoelasticity, first established by Italian mathematician Volterra at the dawn of 20th century.

The paper discusses the computational implications of this approach with reference on the one hand to the adoption of realistic advanced models for the prediction of the creep behaviour of concrete, and, on the other hand, to the complexity and sequential character of the constructions, and illustrates current updated guidelines developed at the international level for the evaluation of the effects of creep, both in the conceptual and preliminary design stages and in the subsequent detailed construction-stage and long-term reliability analyses of complex and sequential structures. These guidelines are intended to deal also with other phenomena, which are responsible of causing deviations from aging linear viscoelasticity, like tensile cracking, cyclic creep, and stress relaxation in prestressing tendons at variable strain, as well as the effects of humidity and temperature variations.

The paper must be intended also as a homage to the memory of CEB (Comité Euro-International du Béton, Euro-International Committee for Concrete) Honorary Member and member of the Academy of Construction and Architecture of the USSR Alexei A. Gvozdev, for long-time head of the laboratory of reinforced concrete of NIIZhB, the Institute for Concrete and Reinforced Concrete now named after him, for his crucial role in encouraging and assisting the author in the initial steps of transporting into CEB and FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte, International Federation for Prestressing) ambient the fundamentals of this new advanced format for creep analysis, to which the school of Soviet scientists and Gvozdev himself had given a fundamental contribution.

Key words:

Concrete, shrinkage, creep, aging linear viscoelasticity, structural effects, sequential constructions, conceptual design, construction-stage and long-term reliability analyses, codes and recommendations, A.A. Gvozdev school.

1. Introduction

Modern concrete structures, realized through complex sequential construction techniques and/or characterized by significant non-homogeneities, are in general very sensitive to the effects of the delayed deformations exhibited by the time-dependent behaviour of concrete (creep and shrinkage). Typical examples are large span cantilever and cable-stayed bridges, concrete arches prestressed by jacking, composite steel-and-concrete structures, concrete or steel-and-concrete high-rise and supertall buildings. Some of these examples represent extreme recent applications of structural concrete.

Hence, a realistic evaluation of the effects of time-dependent behaviour of concrete on the structural reliability during the construction stage and along the time represents an important aspect of the design and performance assessment process.

This requires, on the one hand, the definition of reliable models for the prediction of creep and shrinkage phenomena (a material properties problem) and, on the other hand, the development of reliable computational methods for the evaluation of the structural effects of these phenomena, with an accuracy degree appropriate to the specific case (a structural analysis problem). These two problems are interrelated, but are frequently considered independent in the design practice and dealt with separately.

The first of these problems, with particular regards, in what concerns creep, to the prediction of long-term trends and values (for a duration up to 100 years or more, corresponding to the specified service-life for reliability assessments of structures of greater importance [25]), is characterized by a pending debate within the international scientific and technical community. A concise state-of-the-art is presented here at Section 3.

The present paper deals especially with the second of the two problems, namely the evaluation of the response of the structure along the time to creep and shrinkage strains, with particular emphasis to the effects of creep.

While the early computational approaches for this problem were based on too crude simplifications, adequate criteria were gradually developed in the sequel for adapting to the need of design and reliability assessments the results of research made progressively available in the fields of structural mechanics and theoretical rheology. This transfer of knowledge from the scientific domain to the domain of technical guidance documents and recommendations was coordinated and promoted by international pre-standard and standard institutions in the frame of a worldwide extensively harmonized scenario. The author was significantly involved in this process.

As a result of this progression, it can be stated that the evaluation of the structural response to the time-dependent behaviour of concrete benefits today of a set of internationally agreed fundamentals and basic rules of application.

After briefly retracing the historical development in the last decades of this favourable scenario, the paper presents an overview of current state of code recommendations and guidance documents in this specific field at the international level, evidencing the areas of well established consensus and a few remaining open items.

2. Gradual development of an harmonized format for codes and recommendations worldwide

In the decade 1960-70, the attention of pre-standard and standard institutions concentrated essentially on the first of the two problems evidenced in the introduction, i.e. the prediction of time-dependent behaviour of concrete: first CEB Comité Européen du Béton (European Committee for Concrete) and then ACI American Concrete Institute implemented their Recommendations and guidance documents with specific prediction

models for creep and shrinkage strains of concrete.

A few years later, CEB (renamed Comité Euro-International du Béton, Euro-International Committee for Concrete in 1976) considered that the moment was ripe to establish appropriate guidelines for the second problem, i.e. the evaluation of the response of the structures to these delayed strains. After the inclusion of a preliminary concise section in CEB Model Code 1978 [18], CEB decided to establish, under the coordination of the author, a specific Design Manual [22] entirely devoted to this subject to be considered as an extended guide for both code makers and practicing engineers. The publication in the early eighties of this CEB Manual, which was based on a compendium of the most advanced research at the time, favoured the establishment of a consensus at the international level on a common scientific background and harmonized format for code recommendations and technical guidance documents in the field of time-dependent analysis of concrete structures.

Although progressively evolving to incorporate further research advances and opportunities offered by enhanced modern computational techniques, this same scientific background and harmonized format have represented through more than two decades, and still represent, the term of reference for most of the documents, specifically devoted to this subject, or containing guidance criteria for this particular aspect of reliability assessment, developed by international pre-standard and standard institutions.

While specific sections were edited under the coordination of the author within CEB-FIP Model Code 1990 [19] and within *fib* Structural Concrete Textbook [23], a précis was autonomously incorporated in 2005 (with some imprecisions to be revised soon) by CEN (the European Committee for Standardization) in Appendix KK “Structural effects of time dependent behaviour of concrete” of Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 2: Concrete bridges [24].

More recently, this updated knowledge has formed the basis for Section 7.2.4 “Analysis of structural effects of time-dependent behaviour of concrete”, edited by the author, of *fib* Model Code 2010 published in 2013 [25], and of the current extended draft of ACI 209.3R-XX guidance document “Analysis of Creep and Shrinkage Effects in Concrete Structures”, edited with the coordination of the author and approved in 2013 within ACI Committee 209 Creep and Shrinkage in Concrete, currently under final revision by ACI TAC Technical Activity Committee to become an official ACI Guide [2].

In the process of revision and updating of Eurocode 2 currently under way, the present text of Appendix KK to Part 2 [24] shall be properly revised and will most probably be incorporated in the main body of the Code as a guidance rule for the evaluation of the effects of time-dependent behaviour of concrete in any kind of structures, paying attention to the advances of the debate and guidance criteria developed within ACI and in the pre-standard ambient of *fib*.

In the scenario of the establishment of the planned new *fib* Model Code 2020, in what concerns the aspect of prediction models for creep and shrinkage attention will be paid to the new advances in implementation and analyses of data banks, as well as to the need to provide, at the best of current knowledge, prediction models for new types of concrete, as ultra-high performance concretes and concretes with supplementary cementitious materials. For the problem of the analysis of structural effects of time-dependent behaviour of concrete the basic guidance criteria of *fib* Model Code 2010 will be essentially maintained, while paying attention to the progresses in the provision of accurate and efficient numerical methods based on the rate-type approaches for dealing with structures highly sensitive to the time dependent behaviour of concrete, with particular regard to complex sequential and spatial structures (see Sections 3 and 4.2.1 in the following).

3. Creep and shrinkage prediction models

As stated in the introduction, the problem of evaluation of the response of the structure along the time

to the time-dependent behaviour of concrete, which is discussed in this paper, cannot be fully separated from the former problem concerning the establishment of reliable prediction models for this behaviour, with particular regards to creep strains. Therefore, before discussing the formats for the evaluation of the structural response, mention is briefly made here to the influence that the forms adopted for the constitutive law characterizing the creep prediction model being adopted may exert on the computational tools adopted for this evaluation.

A state-of-the-art on modern creep prediction models at the time of its publication is presented in ACI 209.2R-08 Guide edited in 2008 [1]. The subject is further debated e.g. in [21]. ACI 209.2R-08 Guide outlines the problems and limitations in developing prediction models and illustrates and compares the prediction capabilities of four models: ACI 209R-92, Bazant-Baweja B3, CEB MC90-99 and GL2000, representing, at the date of publication of the Guide, the most widely diffused prediction models at the international level among those developed in the past two to three decades. At this respect, it must be noted that CEB MC90-99 model was recently substituted by the revised fib MC 2010 model (see Section 5.1.9.4 in [25] and the related background document), while Bazant-Baweja B3 model has been revised and substituted by Model B4, as indicated in the sequel.

Persisting divergences and uncertainties are discussed in detail in [1] and [21]; for an overview of the most advanced stages of the inherent debate, reference can be made to these documents and to the included cited literature (see e.g. here [9-11] and the background document to [25]). Main divergences concern the criteria for predicting long-term trends and values for creep, due to the persisting contrast between the need to perform reliability assessments of structures of greater importance for duration up to 100 years or more [25] and the current availability of an internationally agreed database of laboratory tests still being biased toward short creep durations (less than one decade for the majority of data, with few exceptions), in the pending lack of exhaustive material science knowledge to solve the problem through physically based constitutive approaches. Mention must be made of recent discussions concerning the possibility to refer for long-term calibration of creep models, in addition to the database of laboratory tests, to a recently established database of long-term excessive deflections of long-span bridges [8], and the inherent advantages (observations extended on a multi-decade scale) and difficulties (data related to structures characterized by complex multi-faceted mechanical behaviour along the time, and not to the material itself, thus implying delicate inverse analysis approaches). Based on these last considerations a new creep prediction model named Model B4 has recently been proposed by Bazant and his research group. See [14,15,38-40] and referenced literature therein.

A general recommendation emerging from the debate underlines the advantages of the execution in each specific case of short-time tests in drastically reducing the uncertainties of prediction models [see e.g. 9, 21].

In what concerns more specifically the relation between the formats adopted for the creep prediction models and the subsequent problem of the evaluation of the response of the structures along the time discussed in the sequel in Section 4, it must be pointed out that in most of currently recommended prediction models (like e.g. the four models incorporated in the ACI 209.2R-08 Guide [1]) the stress induced strains along the time (initial plus creep strains) are represented through the compliance function $J(t, t')$, defined within the assumption of ageing linear viscoelasticity as the strain response at time t to a sustained unit stress applied at time t' . As well established within the theory of ageing linear viscoelasticity, and detailed in Section 4.1, the association of the principle of superposition, which is implied by this theory, to model the age-dependent strain responses to stress increments applied at different times t' , gives the stress-strain

constitutive relation for concrete creep in the form of a Volterra integral equation characterized by the presence of an history integral.

Therefore, when it is the history of the stresses in the structure to be determined in the problem under consideration, an appropriate numerical algorithm for the solution of integral equations is required, in the lack of available analytical solutions for current forms of the compliance function $J(t, t')$ (see Section 4.2). In all the cases where a refined structural analysis is requested both in the time and in the space, as e.g. in the case of creep-sensitive complex heterogeneous and sequential structures, this algorithm must be associated to the numerical computational procedure adopted for the analysis of the structure in the space, as e.g. 3-D finite element analysis.

On the other hand, as discussed in Section 4.2.1, computation of structural effects due to creep along the time can be made more efficient approximating the integral-type constitutive law with a rate-type relation, which is also advantageous for the association with finite element method. The rate-type approach is essential also to deal with the phenomena indicated in Section 4.1 causing deviations from the principle of superposition in time (i.e. from the solutions based on aging linear viscoelasticity), which may affect the response of the structure and must be taken into account in refined analyses [9,37]. For this alternative computational option, the compliance function issuing from the prediction model being considered must be converted to an equivalent rate-type creep law. At this respect, it is worth noting that, if the four models currently incorporated in the ACI 209.2R-08 Guide [1] are considered, in the only case of Model B3 [7] the conversion to a rate-type creep law of the basic creep component of the compliance is particularly easy, as this component is already originally defined in this model by its time rate on the basis of the solidification theory [12,13].

4. Time-dependent structural analysis

4.1 Aging linear viscoelasticity

As anticipated in the preceding Section, in what concerns the effects of creep, it is commonly accepted that a reliable analysis of the structural response in service conditions (i.e. for stresses less than about 0.4 of the concrete strength) may be performed on the basis of the theory of ageing linear viscoelasticity implying the assumptions of linearity and superposition, which means that the strain responses along the time to past histories of the stress can be added.

While the bases of this theory were set in theoretical continuum mechanics in the first years of 20th century by Volterra [36] under the definition of hereditary elasticity, it is only in the early forties that this theory was recognized by structural engineers as the proper mathematical tool for creep analysis of concrete structures. Pioneers of these early attempts were Maslov in 1941 [32] and the school of Soviet engineers, under the leadership in particular of Gvozdev, all along the following more than three decades (see e.g. [3,26]). McHenry [31] in USA (1943) substantiated this trend through extended experimental confirmation, in creep tests of sealed specimens, of the principle of superposition inherent to Volterra's theory. He also stated the first two theorems of aging linear viscoelasticity for homogeneous concrete structures with rigid restraints later demonstrated by Levi (1948-1951) [29, 30]. Significant contributions in the application of ageing linear viscoelasticity to structural creep problems were later given, up to present times, by Bazant (see e.g. [4-9,14,15,28] and the list of downloadable papers from his website at Northwestern University), by the author, with the statement of the two other theorems of aging linear viscoelasticity for homogeneous concrete structures subjected to single or multiple changes of structural systems (see e.g. [16, 17, 20-23,35] and author's contributions to [2, 18,19,25]), and by other authors (see among others references [33-35]). For

the group of theorems of aging linear viscoelasticity for homogeneous concrete structures with rigid restraints see here Section 4.2.2.b.

Although some significant deviations from linearity and the principle of superposition were detected by various authors along the past decades (see e.g. [6,9,27,37]), in particular in presence of variations of humidity and temperature with the corresponding changes in the rate of ageing (or hydration), unloading implying stress and strain reversals, cracking and other damage of concrete, bond slip, yielding or nonlinearity of reinforcement bonded to concrete, and of cyclic creep, the idea of basing time-dependent creep analyses of concrete structures on this principle, and the consequent theory of aging linear viscoelasticity, became generally accepted as a simplified assumption for design practice of current structures, when considering the average behaviour of massive beams and plates in which the water content and temperature cannot vary substantially or rapidly, and, especially, in the early stages of structural conception and design [1,2,4-6,16-25,28, 33-35]. Within these limits, the aging linear viscoelastic approach, first adopted in a pre-standard document by CEB in 1978 Model Code [18] and extensively applied in the related CEB Design Manual [22], is systematically adopted in recent guidance documents, recommendations and codes by international pre-standard and standard institutions [1,2,23-25].

More refined analyses taking into account the above mentioned deviations from superposition and the related linear aging viscoelastic solutions, with due account for the various causes of nonlinearity, are requested on the contrary in the final detailed reliability assessments, with particular regards to creep-sensitive, large and complex sequential structures (see the second option in Section 4.2.1).

The aging linear viscoelastic approach is based on the introduction of Volterra's hereditary integral equation as constitutive law for concrete in the following two equivalent forms, representing the generalization through the principle of linear superposition of the responses of concrete to a unit sustained uniaxial imposed stress or, respectively, strain, for time-variable values of these imposed actions after an initial finite step imposed at some age t_0 :

$$\varepsilon_{\sigma}(t) = \sigma(t_0)J(t, t_0) + \int_{t_0}^t J(t, t') d\sigma(t') \quad (1)$$

$$\sigma(t) = \varepsilon_{\sigma}(t_0)R(t, t_0) + \int_{t_0}^t R(t, t') d\varepsilon_{\sigma}(t') \quad (2)$$

where $\varepsilon_{\sigma}(t) = \varepsilon(t) - \varepsilon_n(t)$ is the strain due to the stress $\sigma(t)$, $\varepsilon(t)$ being the total strain and $\varepsilon_n(t)$ the stress-independent strain (shrinkage and thermal strains), and $J(t, t')$ and $R(t, t')$ are the compliance and relaxation functions, representing, respectively, the strain or stress response at time t to a unit sustained constant uniaxial imposed stress ε_{σ} or strain σ , applied at time t' [2,4-6,21,23,25,28].

In equations (1) and (2) the hereditary integrals are written as Stieltjes integrals in order to admit discontinuous stress histories after the initial step at t_0 . If $\sigma(t)$ and $\varepsilon_{\sigma}(t)$ are continuous after t_0 , substitutions $d\sigma(t') = [d\sigma(t')/dt'] dt'$ and $d\varepsilon_{\sigma}(t') = [d\varepsilon_{\sigma}(t')/dt'] dt'$ yields the ordinary (Riemann) integrals¹.

The compliance and relaxation functions are reciprocally related by the integral equation:

$$1 = R(t_0, t_0) J(t, t_0) \int_{t_0}^t J(t, t') dR(t', t_0) \quad (3)$$

where $dR(t', t_0) = \partial R(t', t_0)/\partial t'$.

¹ Some minor differences in the form of presentation of these fundamental equations currently exist in documents [2,23-25]. They will be eliminated adopting the formulations (1) to (3) of the present text and related definitions here above, in particular in the new editions of the fib Model Code and of Eurocode 2, both foreseen for 2020, and in the final edition of ACI 209.3R-XX, currently under revision by ACI TAC Technical Activity Committee.

4.2 Overview of current approaches for time-dependent structural analysis in codes and technical guidance documents

As anticipated in Section 3, in the most general case, the analysis on the basis of the theory of aging linear viscoelasticity of structures characterized by the presence of different concrete portions with a constitutive law of the type of Eq. (1) and, the case being, elastic (steel) portions, and subjected to complex histories of application of loads and imposed deformations and of changes of structural system, leads to a system of Volterra hereditary integral equations [2-4,6,17,20,22,23,25,26,28,34,35,37]. It is now well established that these equations, as well as Eq. (3) relating the compliance and relaxation functions, can be solved analytically only for some simple forms of the compliance function $J(t,t')$. Unfortunately, such forms, proposed in the past by many researchers (e.g. Macmillan, Glanville, Dischinger, Arutyunian, Levi, Ulickii, Prokopovich, Gvozdev, Aleksandrovskii., Illstone, Nielsen, et. al) represent long-term creep and creep for high ages at loading very poorly [2,6,9,22,23,28]. One of the last proposals of this type was due to Rüschi and Jungwirth (1973) and was incorporated in CEB Model Code 1978 [18], and in CEB Design Manual [22] as one of the computational options.

These earlier forms have by now been abandoned since a numerical solution of Volterra integral equations can be easily obtained [4] for any form of the compliance function $J(t,t')$, as e.g. those provided by modern prediction models indicated in Section 3. Alternatively, numerical computations can be made more efficient converting the compliance function to an equivalent rate-type law, which allows also to capture the phenomena causing deviations from the principle of superposition in time.

These two very general approaches for the numerical solutions of creep analysis problems, which do not require the introduction of any unsatisfactory simplification for the creep compliance, are normally referred to as “General method”. They are discussed here at Section 4.2.1.

On the other hand, when a highly refined analysis is not required, and in the conceptual and preliminary design stages, some convenient simplifications may be adopted, without the need, in this case too, to introduce any distorted form for the compliance. These simplifications are applied namely:

a) at the constitutive level, through the adoption of an approximate algebraic formulation for the constitutive law of Eq. (1); the very efficient algebraic formulation offered by the method known as Age Adjusted Effective Modulus (AAEM) method [2,5,9,22,23,25,28] is presented at Section 4.2.2.a;

b) at the level of the structural model, by the introduction of the approximate assumption of an effective rheological homogeneity for the concrete structure, or for the concrete part of a structure which includes steel structural elements, as discussed in Section 4.2.2.b [2,20,22-25,35].

Approach *b)* is particularly helpful at the conceptual design stage.

The general numerical method and the two alternative simplified approximate approaches *a)* and *b)* are the basic three options considered within the current internationally harmonized format for the evaluation of the structural response to the time-dependent behaviour of concrete adopted in most of recent pre-standard and standard guidance documents and recommendations [2,23-25]. They are briefly discussed in the sequel. For more information reference shall be made to Section 7.2.4 of *fib* Model Code 2010 [25] and Section 4.1.6 of *fib* Structural Concrete Textbook [23], as well as to ACI 209.3R-XX [2].

A common advantage of all these options, in the present scenery of a lack of consensus at the international level on the most appropriate creep prediction models for concrete to be adopted in the analysis of the structural reliability, is represented by the fact that they are not dependent from any specific prediction model formulation. On the contrary, they allow the exploration of the structural response for any creep prediction model considered appropriate in the specific case, as well as the comparison of results obtained

incorporating in the computational process different prediction models.

4.2.1 General method

In this general approach, current computational algorithms for the elastic analysis of structures, like e.g. finite elements analysis procedures, are modified through the incorporation of the hereditary integral-type constitutive law of Eq. (1) formulated in an incremental form adapted to the numerical solution.

As anticipated here above, two distinct options are possible. They consist, respectively, in the recursive numerical procedure ensuing from replacing the history integrals over the past stress or strain histories with a sum [2,4,17,20,22,23,25,28,34] (*first option*), or, alternatively, in the transformation of the integral-type constitutive law into a rate-type creep law [2,9,15,25,28,37] (*second option*).

The *first option* has the advantage of incorporating directly, without the need of any adaptation, any of the present still numerous different formulations for the creep compliance $J(t,t')$ provided by prediction models proposed in the literature and in guidance documents at pre-standard and standard level, and characterizing the related integral-type constitutive Eq. (1). Convenient instructions for the recursive numerical treatment of the hereditary integral formulations are given in Section 7.2.4.11 of *fib* Model Code 2010 [25], and a detailed algorithm is provided in references [2,4,23,34].

In what concerns this option, it must be observed that in very large and complex structural systems, the storage of the entire stress or strain history at each integration point of each finite element and the evaluation of the history integrals can cause high computational loads. Although the ever increasing computational speeds and capacities of modern personal computers tend to overshadow this type of problem, the computation can be made more efficient adopting the second option, which is briefly discussed in the sequel, evidencing its advantages and open problems.

This *second option* consists in converting the integral-type constitutive creep law arising from the principle of superposition to an equivalent rate-type creep law with internal variables, whose current values account for the previous history of viscoelastic strain. In this case, the strain history needs not be stored because it is implied by the current values of these variables. The key property enabling the rate-type analysis is the fact that any realistic integral-type stress-strain relation of aging viscoelasticity can be approximated with any desired accuracy through appropriate procedures by a rate-type creep law visualized by a Kelvin chain model [2,9,15,28,37].

Rate-type laws are particularly helpful for the solution of structural problems by means of the finite elements method, because they are immediately compatible with this computational approach. They also make it easier to take into account the effects of numerous changes in the structural system, as in complex and sequential reinforced and/or prestressed concrete or composite steel and concrete constructions and spatial structures, like e.g. segmental cantilever built or cable-stayed bridges, high-rise and super-tall buildings, etc.

As anticipated in Section 3, the rate-type form is also advantageous to capture, in addition, the phenomena indicated in Section 4.1 causing deviations from the principle of superposition in time, i.e. from the solutions based on aging linear viscoelasticity. In modelling and analysis of prestressed concrete structures, the rate-type form for the time-dependent constitutive law for concrete facilitates dealing also with another highly nonlinear phenomenon represented by the stress relaxation of steel tendons, which is not viscoelastic. The amount of steel relaxation may be significantly influenced by the strain variation in concrete and thus needs to be taken into account in the comprehensive time-dependent analysis of the structure.

All these phenomena cannot be taken into account through the hereditary memory integrals of the integral-

type linear viscoelastic creep law (1) based on the assumptions of linearity and superposition in the time of creep effects, because cracking, humidity and temperature effects, unlike concrete creep, do not have a viscoelastic memory, and because cracking and steel relaxation are nonlinear phenomena. They make the stress-strain relation nonlinear and, upon their inclusion, the rate-type stress-strain relation ceases to obey the principle of superposition [2,9,15,37].

It may also be noted that for these more refined approaches local constitutive laws for concrete (creep and shrinkage laws for a material point) should be preferred, instead of through-thickness average constitutive laws [9,37]. With reference to the group of creep and shrinkage prediction models indicated in ACI 209.2R-08 Guide [1], only model B3 [7,37] offers such option.

The importance of the rate-type approach has recently been highlighted as well by the need to perform inverse analyses intended to interpret the time-histories, incorporated in the new RILEM data bank, of grossly excessive deflections of a number of segmental prestressed concrete bridges, for the purpose of contributing to the updating and validating of prediction models (with special regard to creep) for multi-decade predictions [14,15,37-40].

When the rate-type creep law is used, the structural creep problem can be reduced to a system of first-order ordinary differential equations in time with age-dependent coefficients. In order to avoid computational intricacies, it is more efficient to convert the incremental stress-strain relation for each time step to a quasi-elastic incremental stress-strain relation. Thus, the structural creep problem gets reduced to a sequence of elasticity problems with initial strains [2,9,15,28,37].

From an operational point of view, e.g. ACI 209.3R-XX [2] provides guidelines based on the most advanced debate and research outcomes for the computational procedures to be adopted for the transformation of the hereditary integral-type constitutive laws characterizing current creep prediction models into rate-type laws, and for the related numerical approach consisting in a sequence of elasticity problems with initial strains. Guidance is given also on the criteria to be adopted to account for all the above evidenced complex effects implying deviations from the principle of linear superposition. However, reference to the cited specialized literature is still essentially required for the moment being [9,15,37].

ACI Committee 209 *Creep and Shrinkage in Concrete* is consequently currently planning, through a specific Subcommittee (209-0D *Numerical Methods and 3D Analyses*), further committee activity intended to provide convenient practical guidelines for 3D time-dependent numerical analyses based on the rate-type creep approach for the reliability checks of complex spatial and sequential reinforced and/or prestressed concrete structures, composite steel and concrete constructions, and in general of all large structures of high creep sensitivity. These guidelines should enable practicing engineers to establish proper computational procedures and programs for construction-stage analyses and subsequent time-history analyses for the reliability checks in the long term, until the end of the specified service life, and/or to use for the same scopes, with adequate understanding and recognition of possible deficiencies, commercial software intended for these purposes.

4.2.2 Simplified approaches

a) AAEM method

The Age Adjusted Effective Modulus (AAEM) method is based on the adoption of the algebraic formulation (5) for the constitutive Eq. (1), when the compliance $J(t, t')$ is separated, as it is frequently done, into a nominal initial elastic strain and a creep strain according to the expression (4) introducing the creep

coefficient $\varphi(t, t_0)$:

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\phi(t, t_0)}{E_c(t_0)} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_\sigma(t) &= \varepsilon(t) - \varepsilon_n(t) = \sigma(t_0)J(t, t_0) + \frac{[\sigma(t) - \sigma(t_0)]}{E_c(t_0)} [1 + \chi(t, t_0)\phi(t, t_0)] = \\ &= \frac{\sigma(t_0)}{E_{c,ef}(t, t_0)} + \frac{\sigma(t) - \sigma(t_0)}{E_{c,adj}(t, t_0)} \end{aligned} \quad (5)$$

where $\chi(t, t_0)$ is the aging coefficient related to the compliance and relaxation functions by Eq. (6):

$$\chi(t, t_0) = \frac{1}{1 - R(t, t_0)/E_c(t_0)} - \frac{1}{E_c(t_0)J(t, t_0) - 1} = \frac{E_c(t_0)}{E_c(t_0)R(t, t_0)} - \frac{1}{\phi(t, t_0)} \quad (6)$$

and $E_{c,ef}$ and $E_{c,adj}$ are the effective modulus and the age-adjusted effective modulus, respectively.

Eq. (5), with Eq. (6) defining the aging coefficient, represents the exact substitute of Eq. (1) for all problems characterized by strain and stress histories resulting from linear combinations of a creep and a relaxation problem, i.e. for strain histories characterized by an initial jump at time $t = t_0$ followed for $t > t_0$ by a strain variation linearly related to the compliance function $J(t, t_0)$ (or, equivalently, to the creep coefficient $\varphi(t, t_0)$), and consequent corresponding stress histories characterized by an initial jump followed by a stress variation linearly related to the relaxation function $R(t, t_0)$ [2,5,9,22,23,25,28].

This includes a broad range of strain and corresponding stress histories. With sufficient accuracy, its use may be extended to cover a large number of actual histories in structures showing an initial finite or zero value at $t = t_0$ and a time-dependent part varying at a gradually decreasing rate over wide time intervals. In current use of the AAEM method, Eq. (5) is given a quasi-elastic incremental formulation relating the variations of the strain and of the stress occurring after t_0 .

If the strain and stress histories involve several subsequent sudden changes at times $t_i > t_0$, then the AAEM method must be applied separately for each increment and the results then superimposed; in other words the responses to multistep histories can be obtained by superimposing the solutions for several one-step histories.

As long-term values of $\chi(t, t_0)$ are contained in a rather narrow band for different values of t_0 , especially for GL2000 and B3 models, they are frequently approximated in the practice by a fixed value $\chi = 0.8$ when a high accuracy in the computations is not required, as e.g. in the conceptual and preliminary design stages and in the reliability assessment of structures of low sensitivity to time-dependent effects [2,23-25].

Originally formulated for homogeneous concrete structures, the method can be used by extension and with adequate accuracies also for non-homogeneous concrete structures, and structures incorporating steel elements [2,22,23,25,28].

It must be noted that in the creep prediction model of fib Model Code 2010 [25] (as well as in GL2000 model [1]) a different creep coefficient $\varphi_{28}(t, t_0)$ (representing the ratio between the creep strain and the nominal initial elastic strain at 28 days) is introduced in Eq. (4). Therefore, equations (5) and (6) must be adapted accordingly (see Section 7.2.4.10 of fib Model Code 2010).

b) Aging linear viscoelastic solutions for effective homogeneous concrete structures of averaged rheological properties

This approach is based on the introduction of the approximate assumption of an effective rheological

homogeneity for the entire concrete structure, or for the concrete part of a structure which includes steel structural elements.

In fact it may be considered that, if we exclude the cases where important differences in creep properties are present, due e.g. to large differences in size of concrete structural elements, or in their age (as is typical in sequential constructions that can be smeared along many months, as e.g. in supertall buildings), the influence of creep differences is frequently significantly outshined by the large creep strains developing at long term. Thus these differences can sometimes be neglected, in particular in the conceptual and early stages of design, when estimating the general trends of the long-term response of the structure and assessing its reliability with the degree of accuracy which is appropriate for these stages, or when checking the general trends of the outcomes of detailed numerical calculations, and whenever a high computational accuracy is not requested with respect to the importance of the structure and its sensitivity to long-term effects.

This approach, which makes use of the simple solutions provided by the fundamental theorems of aging linear viscoelasticity for homogeneous concrete structures with rigid restraints, and of some compact formulations for homogeneous concrete structures with additional steel structural elements, benefits of the concise and conceptually clear character of all these solutions [2,20,22-25,29,30,35].

For the detail of these solutions, reference can be made in particular to Sections 7.2.4.8-9 of *fib* Model Code 2010 [25] and Sections 4.1.6 (8)-(9) of *fib* Structural Concrete Textbook [23], as well as to ACI 209.3R-XX [2] and the referenced literature therein.

In the case of homogeneous concrete structure with rigid restraints, the first two theorems of aging linear viscoelasticity state the lack of influence of creep along the time on the elastically evaluated state of the stresses or, respectively, of the strains under imposed (constant or variable) loads or, respectively, deformations. Correspondingly, they state the fact that the variations of the consequent induced deformations or, respectively, stresses are modelled through the compliance function $J(t, t_0)$ or, respectively, the relaxation function $R(t, t_0)$. See equations (7.2-27) to (7.2-34) of *fib* Model Code 2010 [25].

Two further theorems demonstrated by the author [2,20,22-25,35] define the effects, in a structure loaded by a system of constant loads applied at time t_0 , of single or multiple changes of structural system (resulting by the introduction of additional rigid restraints) applied, respectively, at time $t_1 \geq t_0^+$, or at subsequent times $t_i \geq t_0^+$ ($i = 1, \dots, j$). These effects, in terms of redistribution of the system of internal stresses and external reactions, are modelled by the redistribution function $\xi(t, t_0, t_i)$ measuring, at time t , the creep induced partial acquisition by the structure, after the modification of its structural system at times t_i , of the difference between the elastic stress distribution characterizing the structural system modified at time t_i and the elastic stress distribution previous to this modification. See equations (7.2-35) and (7.2-37) of *fib* Model Code 2010 [25].

The redistribution function is related to the compliance or to the relaxation functions $J(t, t')$ and $R(t, t')$, respectively, by the following integral expressions:

$$J(t, t_0) - J(t_i, t_0) = \int_{t_i}^t J(t, t') d\xi(t', t_0, t_i) \quad (7)$$

$$\xi(t, t_0, t_i) = \int_{t_i}^t R(t, t') dJ(t', t_0) \quad (8)$$

Eq. (7), corresponding to Eq. (7.2-36) of *fib* Model Code 2010 (for $t_i = t_1$), is normally adopted for the determination of the redistribution function $\xi(t, t_0, t_i)$ from the given compliance function $J(t, t')$, which requires the solution of a Volterra integral equation. The recursive numerical procedure indicated in Section 4.2.1

(*first option*) may be adopted.

Some compact formulations can also be obtained for concrete structures with additional steel structural elements, in the cases where the structure can be schematically represented by an homogeneous concrete structure subjected to a system of sustained constant loads applied all at the same time, and restrained by a system of n redundant elastic restraints also introduced all at the same time, either before or immediately after the loads; the condition of constant imposed deformations at the points of applications of the redundant elastic restraints may be considered as well (see [2, 23, 25], and the literature referenced in these documents).

These solutions, which are formulated in matrix form, represent the extension to the case of elastic restraints of the aging linear viscoelastic solutions for homogeneous structures with rigid restraints discussed here above. They are based on some fundamental functions (called reduced relaxation functions and denoted R_i^*), representing structural variables that depend both on the creep compliance $J(t, t')$ of the concrete structure and on the eigenvalues ω_i of the elastic coupling matrixes between the two parts (the concrete structure and the system of the n redundant elastic restraints, with $i = 1, 2, \dots, n$ denoting the generic elastic restraint). For a given creep prediction model, and for the corresponding compliance J , the determination of the n reduced relaxation functions R_i^* requires the solution of the n Volterra integral equations linking the reduced relaxation functions R_i^* to appropriately modified compliance functions J_i^* depending on the eigenvalues ω_i .

In the case of constant imposed loads with the n redundant elastic restraints introduced before the loads, differently from the case of homogeneous concrete structures with rigid restraints, for which the invariance of the state of stress is demonstrated by the first theorem of linear viscoelasticity (see above), these compact formulations show that the initial elastic state of stress in the structure and in the restraints is significantly altered by creep. The higher the deformability of the elastic restraints, the higher is the difference between the initial and long-term values of the state of stress. In the long term, the system of stresses tends to approach the solution corresponding to the case of rigid restraints.

A reduction of the time dependence of the state of stress under permanent loads when highly deformable elastic restraints are adopted can be obtained through a convenient stressing of these restraints. In fact, in the theoretical case of an effective homogeneous structure with elastic restraints introduced all at the same time at the time of loading, the invariance of the stress state is obtained forcing the restraints up to the values of the rigid restraints reactions.

In the case of modification of the restraint conditions after loading through the introduction of additional elastic restraints immediately after loading, the theoretical solutions show that the system of elastic restraints contributes to a lower degree to the variation of the original system of the stresses in the structure, attracting lower values of restraint reactions, with respect to the case of delayed additional rigid restraints discussed here above.

These compact formulations for concrete structures with additional elastic (steel) structural elements can be adopted e.g. in the preliminary conceptual design of tied concrete arches and frames, or cable stayed concrete bridges and structures, while ignoring at this stage of the design the heterogeneities of concrete and the sequential construction approach normally adopted in the practice, which shall be properly considered, on the contrary, in the final construction-stage analyses and subsequent time-history analyses.

4.3 Design aids

When, as it is generally the case, reference is made as primary function to the compliance function $J(t, t')$ of one of the recommended creep prediction models, the corresponding secondary structural variables

represented by the relaxation and redistribution functions $R(t, t')$ and $\zeta(t, t_o, t_i)$, can be evaluated, as indicated in the preceding Sections through the solutions, respectively, of the Volterra integral Eqs. (3) and (7), adopting the recursive numerical procedure indicated at Section 4.2.1 (*first option*).

Different values of t_o must be considered and repeated solutions of Eq. (3) must be performed to obtain $R(t, t')$ from $J(t, t')$, while different values of t_o and t_i must be considered and repeated solutions of Eq. (7) must be performed to obtain $\zeta(t, t_o, t_i)$. The aging coefficient $\chi(t, t')$, after the determination of the relaxation function $R(t, t')$, can be determined from Eq. (6) for different values t' of t_o . Design aids can be easily provided for this scope [35,41]. The program *creep* (which will be possible to freely download from the website *creepanalysis* [41] currently under revision) allows an immediate numerical determination of $R(t, t')$, $\zeta(t, t_o, t_i)$, $\chi(t, t')$ from the primary function $J(t, t')$.

A comparison of the trends with respect to time and age of the diagrams of the compliance, relaxation and redistribution functions, and of the ageing coefficient obtained for three of the prediction models of ACI.209 2R [1] is shown in [2,21,23]. Comparisons with the trends resulting from the *fib* Model Code 2010 prediction model [25] and the model B4 proposed by Bazant and his research group [14,15,38-40] are currently under way.

5. Conclusions

Modern concrete structures, realized through complex sequential construction techniques and/or characterized by significant non-homogeneities, are in general very sensitive to the effects of the delayed deformations exhibited by the time-dependent behaviour of concrete (creep and shrinkage).

Current internationally agreed and harmonized formats and procedures for the analysis of these structural effects adopted in recent guidance documents, recommendations and codes have been illustrated in this paper. This harmonization process represents a valuable result compensating in part the persisting divergences and uncertainties in what concerns the establishment of reliable prediction models for the time-dependent behaviour of concrete, with special regards to creep and its long-term trends. This significant result was obtained through intense debate and cooperation between different schools and scholars at worldwide level, inspired and promoted along the last four decades by international pre-standard and standard institutions in the field of structural concrete, with a coordination action by the author.

In what concerns the accurate numerical computational procedures of the general method, some specific guidance criteria are still required for an easy and user friendly implementation of the rate-type approach, intended to be at the same time coherent with the most advanced research outcomes. In fact, the rate-type approach is more advantageous and computationally efficient, with respect to the integral approach, in the detailed evaluation of the effects of the time dependent behaviour of concrete in the construction-stage and long-term reliability analyses of large complex, sequential and highly creep sensitive structures modelled by FEM. It allows also in particular to take into account the influence of various inelastic and nonlinear phenomena which are responsible of causing deviations from aging linear viscoelasticity, such as tensile cracking, cyclic creep, and stress relaxation in prestressing tendons at variable strain, as well as the effects of humidity and temperature variations.

ACI Committee 209 *Creep and Shrinkage in Concrete*, will contribute through a specific subcommittee to the development of practical guidance rules for this scope.

Acknowledgments

The publication in 2013 within the new fib Model Code for Concrete Structures 2010 [25] of Section 7.2.4 *Analysis of structural effects of time-dependent behaviour of concrete* marks the successful conclusion of the long process of international harmonization at worldwide pre-standard level of guidance criteria in this specific domain. The author is particularly indebted to the late CEB Honorary Member and member of the Academy of Construction and Architecture of USSR Alexei A. Gvozdev, for long-time head of the research laboratory of NIIZhB, the Institute for Concrete and Reinforced Concrete now named after him, for his crucial role in encouraging and assisting the author, in the 1960-70s, in the initial steps of transporting into the international pre-standard ambient of CEB-FIP (the parental organizations of *fib*) the new advanced format for creep-analysis based on the theory of ageing linear viscoelasticity, to which the school of Soviet scientists and Gvozdev himself had given important contributions. This paper must be intended as a homage to his memory.

The author pays homage also to the memory of his own Italian maestro Franco Levi, for long time President of CEB, and subsequently of FIP, for his first incentive in the establishment of a CEB Design Manual on Structural Effects of Time-dependent Behaviour of Concrete [22]. The contribution of S.V. Alessandrosky, Z.P. Bazant, J. Fauchart and D. Jungwirth in the first drafting of the Manual, and of P. Napoli, F. Mola and M. Koprna in the final editing, is acknowledged. The author is also indebted to D. Carreira, W. Dilger and M. Sassone, members of the editorial team for the current extended draft of ACI 209.3R-XX guidance document *Analysis of Creep and Shrinkage Effects in Concrete Structures* [2], and to Z.P. Bazant for his contribution to the discussion of the document and to the drafting of the text on the rate-type approach.

Finally, the author is indebted to all scholars and researchers that contributed to the debate on the analysis of structural effects of time-dependent behaviour of concrete along the four past decades within CEB, *fib* and ACI ambient, and to all his co-workers of the *Creepanalysis* research group of the Politecnico di Torino, in particular M. Sassone and C. Casalegno.

References

1. ACI 209.2R-08, *Guide for Modeling and Calculation of Shrinkage and Creep in Hardened Concrete*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2008, 48 p.
2. ACI 209.3R-XX, *Analysis of Creep and Shrinkage Effects on Concrete Structures*, Chiorino M.A. (Chairm. of Edit. Team), ACI Committee 209, March 2011, Final approved draft 2013; currently under revision by ACI TAC Technical Activity Committee, 228 p.
3. Aleksandrovskii S. V., *Analysis of Plain and Reinforced Concrete Structures for Temperature and Moisture Effects (with Account of Creep)* (in Russian), Stroyizdat, Moscow, 1966, 443 p.
4. Bazant Z.P., Numerical Determination of Long-range Stress History from Strain History in Concrete, *Material and Structures*, Vol. 5, 1972, pp. 135-141.
5. Bazant Z.P., Prediction of Concrete Creep Effects Using Age-adjusted Effective Modulus Method, *Journal of the American Concrete Institute*, V. 69, 1972, pp. 212-217.
6. Bazant Z. P., Theory of Creep and Shrinkage in Concrete Structures: a Précis of Recent Developments, *Mechanics Today*, vol.2, Pergamon Press, New York, 1975, pp. 1-93. See also: RILEM TC-69, Material Models for Structural Creep Analysis (principal author Z.P. Bazant), Chapter 2 in *Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete*, Z.P. Bazant, ed., J. Wiley, Chichester and New York, 1988, pp. 99-215;

RILEM TC-69, Creep Analysis of Structures (principal authors Z.P. Bazant and O. Buyukozturk), Chapter 3, *ibid.* pp.217-273.

7. Bazant Z. P., and Baweja S., Creep and Shrinkage Prediction Model for Analysis and Design of Concrete Structures - Model B3, in: A. Al-Manaseer ed., *The A. Neville Symposium: Creep and Shrinkage - Structural Design Effects*, ACI SP-194, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2000, pp. 1-83.

8. Bazant Z.P., Hubler M.H., Yu Q., Pervasiveness of Excessive Segmental Bridge Deflections: Wake-Up Call for Creep, *ACI Structural Journal*, Vol. 108, No. 6, Nov.-Dec. 2011, pp. 766-774.

9. Bazant Z. P., Li G.-H., and Yu Q., Prediction of Creep and Shrinkage and their Effects in Concrete Structures: Critical Appraisal, Proc., *8th Int. Conf. on Creep, Shrinkage and Durability of Concrete and Concrete Structures - CONCREEP 8*, Vol. 2, T. Tanabe, et al. eds., CRC Press, Boca Raton, FL, 2009, pp. 1275–1289.

10. Bazant Z.P., and Li G.-H., Unbiased Statistical Comparison of Creep and Shrinkage Prediction Models, *ACI Materials Journal*, Vol. 105, No. 6, Nov.-Dec. 2008, pp. 610-621.

11. Bazant Z.P., and Li G.-H., Comprehensive Database on Concrete Creep and Shrinkage, *ACI Materials Journal* Vol. 105, No. 6, Nov.-Dec. 2008, pp. 635-638.

12. Bazant Z. P., and Prasannan S., Solidification Theory for Concrete Creep: I. Formulation, *Journal Eng. Mech.*, 115(8), 1989, pp. 1691–1703.

13. Bazant Z. P., and Prasannan S., Solidification Theory for Concrete Creep: II. Verification and Application, *Journal Eng. Mech.*, 115(8), 1989, pp. 1704–1725.

14. Bazant Z. P., Yu Q., and Li G.-H., Excessive Long-Time Deflections of Prestressed Box Girders. I: Record-Span Bridge in Palau and Other Paradigms, *ASCE Journal. of Structural Engineering*, Vol. 138, No. 6, June 2012, pp. 676-686.

15. Bazant Z. P., Yu Q., and Li G.-H., Excessive Long-Time Deflections of Prestressed Box Girders. II: Numerical Analysis and Lessons Learned, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 138, No. 6, June 2012, pp. 687–696.

16. Casalegno C., Sassone M., Chiorino M. A., Time-dependent Effects in Cable-stayed Bridges Built by Segmental Construction, *Proc. of Third International fib Congress incorporating the PCI Annual Convention and Bridge Conference*. Washington D. C., 2010, pp. 539-554.

17. Casalegno C., Sassone M., Chiorino M. A., Time-dependent Effects in Concrete Structures: a General Computational Approach, *Proc. of Structural Engineers World Congress SEWC 2011*, Como, Italy, (CD).

18. CEB, Comité Eurointernational du Béton and Fédération Internationale de la Précontrainte, *International System of Unified Standard Codes of Practice for Structures, Vol. II, CEB-FIP Model Code for Concrete Structures*, CEB Bulletin d'Information N° 124/125-E-F, 1978, 348 p.

19. CEB, *CEB-FIP Model Code 1990*, CEB Bulletin d'Information No. 213/214, Comité Euro-International du Béton, Lausanne, Switzerland, 1993, 437 p.

20. Chiorino M.A., A Rational Approach to the Analysis of Creep Structural Effects, in J. Gardner & J. Weiss (eds). *Shrinkage and Creep of Concrete*, ACI SP-227, 2005, pp.107-141.

21. Chiorino M.A. and Carreira D. J., Factors Affecting Shrinkage and Creep of Hardened Concrete and Guide for Modelling - A State-of-the-art Report on International Recommendations and Scientific Debate, *The Indian Concrete Journal*, Vol. 86, No. 12, December 2012, pp. 11-24. Errata, Vol. 87, No. 8, August 2013, p.33. Chiorino M.A. and Casalegno C., Evaluation of the Structural Response to the Time-dependent

Behaviour of Concrete: Part 1 - An Internationally Harmonized Format, Ibidem, pp. 25-36.

22. Chiorino M.A. (Chairm. of Edit. Team), Napoli P., Mola F., and Koprna M., *CEB Design Manual on Structural Effects of Time-dependent Behaviour of Concrete*, CEB Bulletin d'Information N° 142-142 Bis, Georgi Publishing Co., Saint-Saphorin, Switzerland, March 1984, 391 p.

23. Chiorino M.A. and Sassone M., Further Considerations and Updates on Time-dependent Analysis of Concrete Structures, in *Structural Concrete - Textbook on behaviour, design and performance*, 2nd edition, Vol. 2, Section 4.16, fib Bulletin 52, International Federation for Structural Concrete, Lausanne 2010, pp. 43-69.

24. EN 1992-2 *Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 2: Concrete Bridges, Design and Detailing Rules*, Appendix KK, *Structural effects of time dependent behaviour of concrete*, 2005, pp. 63-67.

25. fib, *Model Code for Concrete Structures 2010*, Ernst & Sohn, 2013, 402 p.; see also Müller H. S. (Convener), *Code-type models for structural behaviour of concrete: Background of the constitutive relations and material models in the fib Model Code for Concrete Structures 2010*, State-of-art report, fib Bulletin No. 70, 196 p., November 2013.

26. Gvozdev A. A., Creep of Concrete (in Russian), *Proc. of the 2nd National Conference on Theoretical and Applied Mechanics. Mechanics of Solids, Mekhanika Tverdogo Tela*, Acad. of Sciences USSR, 1966, Moscow, pp. 137-152. (French translation: Le Fluage du Béton, *CEB Bulletin N° 64*, 1967).

27. Gvozdev A. A., Galustov K. Z., and Yashin A. V., On some deviations from the superposition principle in creep theory (in Russian), *Beton i Zhelezobeton*, 13(8), 1967,

28. Jirásek M. & Bazant Z.P., *Inelastic Analysis of Structures*, Wiley and Sons, 2002, 734 p.

29. Levi F., Sugli Effetti Statici dei Fenomeni Viscosi (On the Structural Effects of Viscous Phenomena, in Italian), *Rendiconti Accademia Nazionale dei Lincei*, Serie VIII, Vol. IV, fasc.3, pp. 306-311, fasc. 4, 1948, pp. 424-427.

30. Levi, F. and Pizzetti G., *Fluage, Plasticité, Précontrainte*, Dunod, Paris, 1951, 463 p.

31. McHenry D., A New Aspect in Creep of Concrete and its Application to Design, *Proc. ASTM*, Vol. 43, 1943, pp. 1069-86.

32. Maslov G. N., Thermal Stress States in Concrete Masses, with Account of Concrete Creep (in Russian), *Izvestia NIIG*, 28, 1941, pp.175-188.

33. Salençon J., *Viscoélasticité pour le Calcul des Structures*, Les Éditions de l'École Polytechnique, Les Presses des Ponts et Chaussées, Paris, 2009.

34. Sassone, M. and Casalegno, C., Evaluation of the Structural response to the Time-dependent Behaviour of Concrete: Part 2 - A General Computational Approach, *The Indian Concrete Journal*, Vol. 86, No. 12, December 2012, pp. 39-51. Errata, Vol. 87, No. 8, August 2013, p. 33.

35. Sassone M. and Chiorino M. A., Design Aids for the Evaluation of Creep Induced Structural Effects, in J. Gardner & J. Weiss (eds). *Shrinkage and Creep of Concrete*, ACI SP-227, 2005, pp. 239-259.

36. Volterra V., Sulle Equazioni Integro-Differenziali della Teoria della Elasticità (Integral-Differential Equations of the Theory of Elasticity, in Italian), *Rendiconti Accademia Nazionale dei Lincei*, Vol. XVIII, 2° Sem., 1909, pp. 295-301. See also: Volterra V., Sur les Equations Integro-Différentielles et leurs Applications, *Acta Mathematica*, G. Mittag-Leffler Ed., Stockholm, 1912, pp. 295-350 ; Volterra V., *Leçons sur les Fonctions de Lignes*, Gauthier-Villars, Paris, 1913, 230 p.

37. Yu Q., Bazant, Z.P. and Wendner R., Improved Algorithm for Efficient and Realistic Creep Analysis of Large Creep-Sensitive Concrete Structures, *ACI Structural Journal*, Vol. 109, No. 5, Sept-Oct. 2012, pp. 665-675.

38. Wendner, R., Hubler, MH, and Bazant, ZP., Optimization Method, Choice of Form and Uncertainty Quantification of Model B4 Using Laboratory and Multi-Decade Bridge Databases, *Material and Structures*, Vol. 48(4), 2015, pp. 771-796.

39. Wendner, R., Hubler, M.H., and Bazant, Z.P. (2015). Statistical Justification of Model B4 for Multi-decade Concrete Creep Using Laboratory and Bridge Data Bases and Comparisons to other Models, *Material and Structures*, Vol. 48(4), 2015, pp. 815-833.

40. RILEM Technical Committee TC-242-MDC (Z.P.Bazant, chair), RILEM draft recommendation: TC-242-MDC Multi-decade Creep and Shrinkage of Concrete: Material Model and Structural Analysis. Model B4 for Creep, Drying Shrinkage and Autogenous Shrinkage of Normal and High-Strength Concretes with Multi-Decade Applicability, *Material and Structures*, Vol. 48(4), 2015, pp. 753-770.

41. Creepanalysis, www.polito.it/creepanalysis, DISEG Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Politecnico di Torino, (currently under revision; reference should be made to new version to be edited in 2018).

Author:

Mario Alberto CHIORINO, Professor Emeritus of Structural Analysis, Polytechnic of Turin; National Member Turin Academy of Sciences; Honorary Member American Concrete Institute. Past Chair of ACI Committee 209 Creep and Shrinkage in Concrete.

Politecnico di Torino DAD, Viale Mattioli 39, I-10125.Turin, Italy.

e-mail: mario.chiorino@polito.it

АНАЛИЗ КОНСТРУКТИВНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ ЗАВИСИМЫХ ОТ ВРЕМЕНИ СВОЙСТВ БЕТОНА: МЕЖДУНАРОДНЫЙ СОГЛАСОВАННЫЙ ФОРМАТ (перевод с англ. яз.)

Марио Альберто КИОРИНО, проф.

Современные конструкции из бетона, возводимые с использованием сложных последовательных методов строительства и/или характеризующиеся значительными неоднородностями, в целом, очень чувствительны к воздействиям, зависящим от поведения бетона во времени (ползучесть и усадка).

Руководящие принципы оценки этих эффектов были разработаны в последние десятилетия международными организациями, занимающимися предстандартами и стандартами, на основе общей, хотя и прогрессивно развивающейся, научной базы и, по существу, согласованного во всем мире формата.

Автор обсуждает развитие, при его большом личном участии, этого благоприятного сценария, обозначая область устойчивого консенсуса и открытых проблем.

В вопросе, какими именно параметрами характеризуется эффект ползучести, обычно признается, что надежный анализ поведения конструкции в условиях эксплуатации может быть выполнен на основе линейной теории наследственной вязкоупругости, впервые созданной итальянским математиком Волтеррой на заре 20-го века.

В статье рассматриваются возможные последствия этого подхода для расчетов применительно, с одной стороны, к принятию реалистичных современных моделей для прогнозирования поведения бетона, связанного с ползучестью, и, с другой стороны, к сложности и последовательному характеру строительства, а также иллюстрирует современные обновленные руководящие принципы, разработанные на международном уровне, для оценки влияния ползучести, как на этапах предварительного и эскизного проектирования, так и при разработке рабочих чертежей и анализе долгосрочной надежности сложных и последовательных конструктивных систем.

Эти руководства предназначены также для рассмотрения других явлений, которые вызывают отклонения от линейной вязкоупругости при старении, таких как трещинообразование при растяжении, циклическая ползучесть и релаксация напряжений в преднапряженной арматуре при переменной деформации, а также влияние влажности и температурных колебаний.

Статья также была задумана как дань памяти Почетного члена ЕКБ (Евро-Международный комитет по бетону) и действительного члена Академии строительства и архитектуры СССР Алексея Алексеевича Гвоздева, в течение длительного времени руководившего лабораторией теории железобетона НИИЖБ, НИИ бетона и железобетона, который теперь назван его именем, за его решающую роль в оказании помощи и содействии автору на первых этапах продвижения в ЕКБ и ФИП (Международная федерация преднапряженного железобетона), создавших фундамент этого нового расширенного формата анализа ползучести, в изучение которой школа советских ученых и самого Гвоздева внесла основополагающий вклад.

Ключевые слова:

бетон, усадка, ползучесть, изменение линейной вязкоупругости во времени, структурные эффекты, последовательное строительство, концептуальный дизайн, рабочее проектирование и анализ надёжности при длительной эксплуатации, кодексы и рекомендации, школа А.А. Гвоздева.

1. Введение

Современные конструкции из бетона, возводимые с использованием сложных последовательных методов строительства и/или характеризующиеся значительными неоднородностями, в целом, очень чувствительны к воздействию отложенных деформаций, проявляющихся в поведении бетона, зависящего от времени (ползучесть и усадка).

Типичными примерами являются большепролетные консольные и вантовые мосты, железобетонные арки с напряжением арматуры домкратом, композитные сталежелезобетонные конструкции, железобетонные или сталежелезобетонные высотные и супервысотные здания. Некоторые из этих примеров представляют собой самые последние образцы применения конструкционного бетона.

Таким образом, реалистичная оценка влияния зависящего от времени поведения бетона на надежность конструкции на этапе строительства и во времени представляет собой важный аспект процесса проектирования и оценки функциональности.

Это требует, с одной стороны, определения надежных моделей прогнозирования явлений ползучести и усадки (проблема свойств материала), а с другой - разработку надежных расчетных методов оценки эффектов от этих явлений в конструкциях со степенью точности, соответствующей конкретному случаю (проблема расчетного анализа конструкций). Эти две проблемы взаимосвязаны, но часто считаются независимыми в практике проектирования и рассматриваются отдельно.

Первая из этих проблем, в частности, касается того, что связано с ползучестью, прогнозом долгосрочных тенденций и значений (на срок до 100 лет и более, что соответствует указанному сроку службы для оценки надежности конструкций особой важности [25]), характеризуется предстоящими дискуссиями в рамках международного научно-технического сообщества. Краткое современное состояние вопроса представлено в данной статье, в разделе 3.

В настоящей работе рассматривается, в частности, вторая из двух проблем, а именно оценка реакции конструкции во время развития напряжений ползучести и усадки, с особым акцентом на последствия ползучести.

В то время как ранние расчетные подходы к этой проблеме были основаны на слишком грубых упрощениях, в дальнейшем были разработаны адекватные критерии для адаптации к потребностям проектирования и оценки надежности; результаты исследований в области строительной механики и теоретической реологии постепенно расширялись. Эта передача знаний из научной области в область технических руководств и рекомендаций координировалась и поддерживалась международными организациями по предстандартам и стандартам в рамках общемирового широко согласованного сценария. Автор был в значительной степени вовлечен в этот процесс.

В результате этого прогресса сегодня можно констатировать, что оценка реакции конструкций на поведение бетона, зависящее от времени, на сегодня представляет собой набор международно согласованных основ и основных правил применения.

Кратко останавливаясь на историческом развитии событий этого благоприятного сценария в последние десятилетия, в статье представлен обзор текущего состояния кодексов, рекомендаций и руководящих документов в этой конкретной области на международном уровне, свидетельствующий об областях, по которым сложилось взаимопонимание, и о некоторых остающихся открытыми позициях.

2. Постепенное развитие согласованного формата кодексов и рекомендаций во всем мире

В течение 1960-70 годов внимание организаций, занимающихся разработкой предстандартов и

стандартов, было сосредоточено, главным образом, на первой из двух проблем, о которых шла речь во введении, а именно на прогнозировании зависящего от времени поведения бетона: сначала ЕКБ (Европейский комитет по бетону), а затем Американский институт бетона АСІ ввели в действие свои рекомендации и руководящие документы с конкретными моделями прогнозирования деформаций ползучести и усадки бетона.

Несколько лет спустя ЕКБ (переименованный в 1976 году в Евро-Международный комитет по бетону) считал, что настало время разработать соответствующие руководящие принципы по второй проблеме, а именно по оценке меры реагирования конструкций на эти деформации с поздним проявлением. После включения предварительного краткого раздела в Модельный Кодекс ЕКБ 1978 года [18] ЕКБ решил создать, при координации со стороны автора, специальное Руководство по проектированию [22], полностью посвященное этому вопросу и которое могло бы рассматриваться в качестве расширенного руководства, как для разработчиков кодекса, так и для инженеров-практиков. Опубликование в начале восьмидесятых годов этого Руководства ЕКБ, в основу которого был положен сборник самых передовых исследований того времени, способствовало достижению консенсуса на международном уровне в отношении общей научной базы и согласованного формата нормативных рекомендаций и технических руководящих документов в области зависящего от времени расчета конструкционного бетона.

Несмотря на постепенное развитие, позволяющее учитывать дальнейшие успехи в области исследований и возможности, предлагаемые с помощью развивающихся современных вычислительных технологий, эта же научная основа и согласованный формат представляли более двух десятилетий и по-прежнему представляют собой сферу действия для большинства документов, специально посвященных этой теме или содержащих руководящие критерии для этого заслуживающего особого внимания аспекта оценки надежности, разработанного международными организациями по стандартам и стандартам.

Хотя конкретные разделы документов были отредактированы, при координации автора, в рамках Кодекса ЕКБ-ФИП 1990 года [19] и в рамках Учебного пособия по конструкционному бетону ФИБ [23], в 2005 году в Приложение КК «Конструктивные воздействия зависящих от времени свойств бетона» Еврокода 2: «Проектирование бетонных конструкций - Часть 2: Бетонные мосты» [24] Европейским комитетом по стандартизации (ЕКС) было официально включено уточнение (с некоторыми неточностями, подлежащими пересмотру).

Совсем недавно эти обновленные знания легли в основу Раздела 7.2.4 «Анализ конструктивных воздействий зависящего от времени поведения бетона», под редакцией автора, Модельного кодекса ФИБ 2010 года, опубликованного в 2013 году [25], и обсуждаемого расширенного проекта руководящего документа АСІ 209.3R-XX «Анализ эффектов ползучести и усадки в железобетонных конструкциях», отредактированного, при координации автора, и утвержденного в 2013 году в Комитете АСІ 209 «Ползучесть и усадка в бетоне», который в настоящее время находится под окончательной редакцией Комитета по технической деятельности ТАС АСІ, чтобы стать официальным руководством АСІ [2].

В процессе пересмотра и обновления Еврокода 2, в настоящее время идущего полным ходом, существующий текст Приложения КК к части 2 [24] должен быть надлежащим образом пересмотрен и будет, скорее всего, включен в основную часть Кодекса в качестве руководящего правила для оценки влияния зависящего от времени поведения бетона в любых конструкциях, принимая во внимание прогресс обсуждения и критерии руководства, разработанные в рамках АСІ и, в виде предстан дарта, в ФИБ.

В сценарии создания нового Модельного кодекса 2020 года, во всем, что касается аспекта моделей прогнозирования ползучести и усадки, внимание будет уделяться новым достижениям в области практического применения и анализа банков данных, а также потребности обеспечить, на самом современном уровне, имеющиеся в настоящее время, модели прогнозирования для новых типов бетона, таких, как ультрафункциональные бетоны и бетоны с добавками – заменителями цемента. Для проблемы анализа эффектов в конструкциях, связанных с характером работы бетона во времени, основные критерии из Модельного кодекса ФИБ 2010 года будут, по существу, сохранены, обращая внимание на прогресс в обеспечении точных и эффективных методов расчета, основанных на дифференциальных приближениях для конструкций, очень чувствительных к зависящему от времени поведению бетона, с особым отношением к сложным последовательным и пространственным конструкциям (см. разделы 3 и 4.2.1 в следующем).

3. Модели прогнозирования ползучести и усадки

Как было указано во введении, проблема оценки реакции конструкции на зависящее от времени поведение бетона, которая обсуждается в этой статье, не может быть полностью отделена от первой проблемы, связанной с созданием надежных моделей прогнозирования такого поведения, в частности, в отношении деформаций ползучести. Поэтому, прежде чем обсуждать форматы оценки степени реакции конструкции, коротко рассмотрим здесь влияние, которое формы, принятые для основного закона, характеризующего принимаемую модель прогнозирования ползучести, могут оказать на вычислительный аппарат, принятый для этой оценки.

Актуальный обзор состояния современных моделей прогнозирования ползучести на момент публикации представлен в руководстве ACI 209.2 R-08, отредактированном в 2008 году [1]. Этот вопрос обсуждается далее, например, в [21]. Руководство ACI 209.2 R-08 содержит описание проблемы и ограничения при разработке моделей прогнозирования, а также показывает и сравнивает возможности прогнозирования четырех моделей: ACI 209R-92, Базанта-Бавея В3, ЕКБ МС 90-99 и GL2000, представляющих, по состоянию на дату публикации данного Руководства, наиболее широко распространенные на международном уровне, среди развитых за прошлые два - три десятилетия, прогностические модели. В этой связи следует отметить, что модель ЕКБ МС 90-99 была недавно заменена пересмотренной моделью Модельного кодекса ФИБ МС 2010 (см. раздел 5.1.9.4 в [25] и соответствующий справочный документ), а модель Базанта-Бавея В3 была пересмотрена и заменена на модель В4, как указано впоследствии.

Сохраняющиеся расхождения и неопределенности подробно обсуждаются в [1] и [21]; для обзора наиболее значимых этапов сопровождавшейся научной дискуссии можно сделать ссылку на эти документы и включенную цитируемую литературу (см., например, здесь [9-11] и справочный документ [25]). Основные расхождения касаются критериев прогнозирования долгосрочных тенденций и значений ползучести в связи с сохраняющимся контрастом между необходимостью проведения оценок надежности конструкций, имеющих большой уровень ответственности, на срок до 100 лет или более [25], и нынешним наличием согласованной на международном уровне базы данных лабораторных исследований, по-прежнему ориентированных на краткосрочные периоды ползучести (меее одного десятилетия для большинства данных, за редкими исключениями), в связи с отсутствием исчерпывающих знаний в области материаловедения для решения проблемы с помощью физически обоснованных подходов. Следует упомянуть о недавних дискуссиях относительно возможности ссылаться на калибровку моделей ползучести на длительные периоды, в дополнение к базе данных

лабораторных испытаний, а также о недавно созданной базе данных о длительных чрезмерных прогибах для большепролетных мостов [8] и присущих ей преимуществах (наблюдения проводились в масштабе нескольких десятилетий) и недостатках (данные, относящиеся к конструкциям, характеризующимся сложным и многогранным механическим поведением на протяжении времени, а не к самому материалу, что подразумевает особые подходы к анализу). На основе этих последних сообщений З.П. Базант и его исследовательская группа недавно предложили новую модель прогнозирования ползучести под названием «модель В4». См. [14,15,38-40] и упоминаемую в нем литературу.

В общей рекомендации, выработанной в ходе прений, подчеркиваются преимущества выполнения в каждом конкретном случае краткосрочных испытаний, что позволяет существенно уменьшить неопределенности моделей прогнозирования [см., например, пункты 9, 21].

Что касается, в частности, связи между форматами, принятыми для моделей прогнозирования ползучести, и последующей проблемой оценки реакции конструкций в течение времени, обсуждаемой в продолжении в разделе 4, следует отметить, что в большинстве рекомендуемых в настоящее время моделей прогнозирования (например, четыре модели включены в Руководство АСІ 209.2 R-08 [1]) напряжения, вызванные деформациями во времени (первоначальные плюс деформации ползучести), представляются функцией $J(t, t')$, определенной исходя из линейной теории наследственной вязкоупругости, как ответ напряжения в момент времени t на удельные нагрузки во время t' . Как хорошо известно в рамках линейной теории вязкоупругости при старении и подробно описано в разделе 4.1, применение принципа суперпозиции, который подразумевается в этой теории для моделирования возрастной зависимости реакции деформации на приращения напряжений, применяемые в разное время T , придает определяющему соотношению «напряжение - деформация» для ползучести бетона форму интегрального уравнения Вольтерры, характеризующегося наличием временного интеграла.

Таким образом, когда рассматривается история возникновения напряжений в существующей конструкции, необходим соответствующий числовой алгоритм для решения интегральных уравнений в отсутствие доступных аналитических решений для текущих форм функции ползучести $J(t, t')$ (см. Раздел 4.2). Во всех случаях, когда требуется уточненный расчетный анализ работы конструкции как во времени, так и в пространстве, например, в случае чувствительных к ползучести сложных разнородных и последовательных конструкций, этот алгоритм должен быть связан с численным расчетом, принятым для анализа конструкции в пространстве, например, 3D-анализ методом конечных элементов.

С другой стороны, как обсуждается в разделе 4.2.1, расчетная оценка воздействий, вызванных ползучестью во времени, может быть сделана, применяя более эффективный, аппроксимирующий основной закон интегрального типа с дифференциальным отношением, что также применимо для ассоциации с методом конечных элементов. Дифференциальный подход необходим также для исследования явлений, указанных в разделе 4.1, которые вызывают отклонения от принципа суперпозиции во времени (т. е. из решений, основанных на теории линейной вязкоупругости при старении) и которые могут повлиять на реакцию конструкции и должны быть учтены при более детальном анализе [9,37]. Для этого альтернативного варианта расчета функция ползучести, исходящая из рассматриваемой модели прогнозирования, должна быть преобразована в эквивалентный дифференциальный закон ползучести. В этой связи стоит отметить, что, если рассматриваются четыре модели, в настоящее время включаемые в Руководство АСІ 209.2R-08 [1], только в случае модели В3 [7] преобразование в дифференциальный закон основных компонентов неупругой деформации выполняется

очень просто, так как этот компонент уже первоначально установлен этой моделью и ее временным периодом на основе теории твердения [12,13].

4. Расчетный анализ конструкций с учетом фактора времени

4.1 Линейная наследственная вязкоупругость

Как и предполагалось в предыдущем разделе, в том, что касается учета эффекта ползучести, общепризнанно, что надежная расчетная оценка реакции конструкции в условиях эксплуатации (т. е. для напряжений меньше, чем, примерно, 0,4 прочности бетона) может быть выполнена на основе линейной теории наследственной вязкоупругости, в предположении линейности и наложения, что в свою очередь означает то, что реакции от деформаций во времени могут быть добавлены к существующим с учетом предыстории нагружения.

Хотя основы этой теории были заложены в теоретической механике сплошной среды в первые годы 20 века Вольтеррой [36], в соответствии с определением наследственной упругости, только в начале 40-х годов эта теория была признана инженерами-конструкторами как надлежащий математический инструмент для анализа ползучести бетонных конструкций. Пионерами этих ранних попыток были Маслов в 1941 году [32] и школа советских инженеров под руководством, в частности, А.А. Гвоздева, все остальные выступили более чем на три десятилетия позже (см., например, [3,26]). Мак-Генри [31] в США (1943) эту тенденцию обосновал посредством расширенного экспериментального подтверждения, в испытаниях на ползучесть герметически закрытых образцов, на основе принципа наложения, вытекающего из теории Волтерры. Он также изложил первые две теоремы линейной теории наследственной вязкоупругости для жестко защемленных однородных железобетонных элементов, продемонстрированные позднее Леви (1948-1951) [29, 30]. Значительный вклад в применение линейной теории наследственной вязкоупругости к проблемам ползучести для конструкций был осуществлен позже, и осуществляется сейчас, вплоть до настоящего момента, например, З.П.Базантом (см., например, [4-9,14,15,28] и список статей для скачивания с его веб-сайта в Северо-Западном университете), автором статьи, с изложением двух других теорем линейной наследственной вязкоупругости для однородных железобетонных элементов с одиночными или множественными изменениям состояния в рамках конструктивной системы (см., например, [16, 17, 20-23,35], и в публикациях [2, 18,19,25]), а также и другими авторами (см. среди других ссылок [33-35]). Для группы теорем линейной наследственной вязкоупругости для однородных железобетонных элементов с жесткими защемлениями см. здесь раздел 4.2.2.b.

Хотя были обнаружены некоторые существенные отклонения от линейности и принципа суперпозиции, различные авторы за последние десятилетия (см., например, [6,9,27,37]), в частности, при наличии изменений влажности и температуры с соответствующими изменениями в скорости твердения (или гидратации), с учетом релаксации напряжений и изменения направления деформаций, трещин и других повреждений бетона, проскальзывания арматуры, прогибов конструкции или нелинейности сцепления арматуры с бетоном, циклической ползучести, идея базирования анализа поведения во времени железобетонных конструкций на этом принципе и последовательной линейной теории наследственной вязкоупругости, стала общепринятой как упрощенное предположение для практики проектирования современных конструкций, при рассмотрении усредненного характера поведения массивных балок и плит, в которых содержание воды и температура не могут существенно и быстро изменяться, особенно, на ранних стадиях разработки концепции проекта и проектирования [1,2,4-6,16-25,28, 33-35]. В этих пределах подход линейной теории наследственной вязкоупругости,

сначала принятый в предстандарте ЕКБ - Модельном Кодексе 1978 [18] и широко используемый в соответствующем Руководстве по проектированию ЕКБ [22], систематически принимается в последнее время руководящими документами, рекомендациями и кодексами международных организаций по предстандартам и стандартизации [1,2,23-25].

Более точный расчет с учетом вышеупомянутых отклонений от принципа наложения (независимости действия сил) и связанных решений линейной теории наследственной вязкоупругости, с учетом различных причин проявления нелинейности, требуют, напротив, подробной оценки надежности конструкции с особым вниманием к конструкциям, которые особо чувствительны к ползучести, большим и сложным последовательным конструкциям (см. второй вариант в разделе 4.2.1).

Подход линейной теории наследственной вязкоупругости основан на использовании интегралов наследственности в уравнениях Вольтерры, как основополагающего закона для бетона в следующих двух эквивалентных формах, представляющих результат через линейный принцип суперпозиции возникающих воздействий в бетоне при единице постоянного одноосно приложенного напряжения или, соответственно, деформации с переменными показателями этих приложенных воздействий и с учетом начального состояния в возрасте t_0 :

$$\varepsilon_{\sigma}(t) = \sigma(t_0)J(t, t_0) + \int_{t_0}^t J(t, t') d\sigma(t') \quad (1)$$

$$\sigma(t) = \varepsilon_{\sigma}(t_0)R(t, t_0) + \int_{t_0}^t R(t, t') d\varepsilon_{\sigma}(t') \quad (2)$$

где $\varepsilon_{\sigma}(t) = \varepsilon(t) - \varepsilon_n(t)$ – деформации при напряжения $\sigma(t)$, $\varepsilon(t)$ – полное напряжение и $\varepsilon_n(t)$ – независимая от напряжения деформация (усадка и температурные деформации), а $J(t, t')$ и $R(t, t')$ являются функциями ползучести и релаксации, представляющими, соответственно, деформацию или результирующее напряжение в момент времени t к единице приложенного постоянного одноосного напряжения σ или деформации ε_{σ} в момент времени t' [2,4-6,21,23,25,28].

В уравнениях (1) и (2) интегралы наследственности записываются как интегралы Стильгеса, чтобы допустить учет прерывистой истории нагружения после начального шага в t_0 . Если $\sigma(t)$ и $\varepsilon_{\sigma}(t)$ непрерывны после t_0 , замена $d\sigma(t') = [d\sigma(t')/dt'] dt'$ and $d\varepsilon_{\sigma}(t') = [d\varepsilon_{\sigma}(t')/dt'] dt'$ приводит к обычным интегралам Римана¹.

Функции ползучести и релаксации взаимно связаны интегральным уравнением:

$$1 = R(t_0, t_0) J(t, t_0) \int_{t_0}^t J(t, t') dR(t', t_0) \quad (3)$$

где $dR(t', t_0) = \partial R(t', t_0)/dt'$.

4.2 Обзор текущих подходов к расчёту конструкций с учётом факторов, зависящих от времени, в кодексах и технических руководящих документах

Как предполагалось в разделе 3, в наиболее общем случае, расчетный анализ на основе линейной теории наследственной вязкоупругости конструкций, характеризуемых присутствием различных участков бетона с основным законом типа уравнения (1), и случаев присутствия упругих (сталь-

¹ Некоторые незначительные различия в форме представления этих фундаментальных уравнений в настоящее время существуют в документах [2,23-25]. Они будут устранены, принимая формулы (1) к (3) из настоящей статьи и связанных вышеприведенных определений, в особенности в новых изданиях Модельного Кодекса ФИБ и Еврокода 2, запланированных на 2020, а также в заключительном издании АСІ 209.3R-XX, в настоящее время рассматриваемом Постоянным Техническим Комитетом АСІ (АСІ ТАС).

ных) частей, а также подверженности сложным случаям воздействия нагрузок и наложенных деформаций и изменений конструктивной системы, приводят к системе наследственных интегральных уравнений Волтерры [2-4,6,17,20,22,23,25,26,28,34,35,37]. В настоящий момент установлено, что эти уравнения, а также уравнение (3), связывающее функции ползучести и релаксации, могут быть решены аналитически только для некоторых простых форм функции ползучести $J(t, t')$. К сожалению, таких формы, предложенные в прошлом многими исследователями (например, Макмилианом, Гленвиллом, Дишингером, Арутюняном, Леви, Улицким, Прокоповичем, Гвоздевым, Александровским, Ильстоуном, Нильсеном, и др.), представляют долгосрочную ползучесть и предельную ползучесть при нагружении, крайне недостаточно [2,6,9,22,23,28]. Одно из последних предложений этого типа происходило от Рюша и Юнгвирта (1973) и было включено в Типовой Кодекс ЕКБ 1978 [18], а также в Руководство по проектированию ЕКБ [22] как один из вариантов расчета.

Эти более ранние формы в настоящее время оставлены в прошлом, так как численное решение интегральных уравнений Волтерры может быть легко получено [4] для любой формы функции ползучести $J(t, t')$, как, например, для тех, которые обеспечены современными прогностическими моделями, обозначенными в разделе 3. Альтернативно, численный расчет может быть сделан более эффективным преобразованием функции ползучести к эквивалентному дифференциальному закону, который позволяет также фиксировать явления, вызывающие отклонения от принципа наложения во времени.

Эти два очень общих подхода для реализации численных решений задач расчетного анализа ползучести, которые не требуют введения непригодных упрощений для неупругой деформации ползучести, обычно называют “Общим методом”. Они обсуждаются здесь в разделе 4.2.1.

С другой стороны, когда не требуется высокоточный расчет, и на концептуальных и предварительных стадиях проектирования могут быть приняты некоторые удобные для расчета упрощения, нет необходимости вводить в этом случае любые искаженные формы для ползучести. Эти упрощения применяются, в частности:

а) на базисном уровне, посредством принятия приблизительной алгебраической формулы для основного закона уравнения (1); очень эффективная алгебраическая формула, предлагаемая методом, известным как метод Age Adjusted Effective Modulus (стандартизированный по возрасту усредненный модуль) (ААЕМ) [2,5,9,22,23,25,28], представлена в разделе 4.2.2.а;

б) на уровне конструктивной модели, введением приближенной предпосылки об эффективной реологической однородности железобетонной конструкции, или части железобетонного сооружения, которое включает и стальные конструктивные элементы, как это обсуждается в разделе 4.2.2.б [2,20,22-25,35].

Подход б) особенно полезен на концептуальной стадии проектирования.

Общий численный метод и два альтернативных упрощенных приближенных подхода а), и б) представляют собой основные три варианта, которые рассматриваются в международном согласованном формате для оценки работы конструкции с учетом характера работы бетона в зависимости от времени, принятого в большинстве недавних руководящих документах и рекомендациях на уровне предстандартов и стандартов [2,23-25]. Они кратко обсуждаются ниже. Дополнительную информацию можно получить из раздела 7.2.4 Модельного Кодекса ФИБ 2010 [25] и раздела 4.1.6 Учебника ФИБ по конструкционному бетону [23], а также в АСІ 209.3R-XX [2].

Общее преимущество всех этих вариантов, в существующем контексте отсутствия согласия на международном уровне по вопросу о выборе наиболее адекватной модели прогнозирования ползучести бетона, которая будет принята в расчете надежности конструкции, представлено тем, что они не зависят от какой-либо определенной формулировки модели прогнозирования. Наоборот, они поз-

воляют проводить исследование поведения конструкции для любой модели прогнозирования ползучести, которую полагают соответствующей в данном конкретном случае, а также позволяют сравнивать результаты, полученные с включением в процесс расчета различных моделей прогнозирования.

4.2.1 Общий метод

В этом общем подходе современные алгоритмы вычислений для расчета упругости конструкций, такие, как, например, процедуры расчетного анализа методом конечных элементов, модифицируются путем включения основного наследственного закона интегрального типа уравнения (1), сформулированного в инкрементной форме, адаптированной к численному решению.

Как предполагалось здесь выше, возможны два различных варианта. Они состоят, соответственно, в рекурсивной численной процедуре, вытекающей из замены интегралов по времени прошлых историй напряжений или деформаций суммой [2,4,17,20,22,23,25,28,34] (*первый вариант*), или, альтернативно, в преобразовании основного закона интегрального типа в дифференциальный закон ползучести [2,9,15,25,28,37] (*второй вариант*).

Первый вариант имеет преимущество применения непосредственно, без необходимости в какой-либо адаптации, любых имеющихся многочисленных формул ползучести $J(t, t')$ обеспеченных моделями прогнозирования, предложенными в литературе и в руководящих документах на уровне предстандартов и стандартов и характеризующихся связанным интегральным основным законом уравнения (1). Удобные инструкции для рекурсивной числовой трактовки интегралов наследственности даны в разделе 7.2.4.11 Модельного Кодекса ФИБ 2010 [25], а подробный алгоритм приведен в ссылках [2,4,23,34].

В том, что касается этого варианта, следует отметить, что в очень больших и сложных системах конструкций учет всей истории напряжений или деформаций в каждой точке интегрирования каждого конечного элемента и оценка интегралов по времени могут вызвать большие вычислительные затруднения. Хотя постоянно увеличивающиеся скорости вычислений и мощности современных персональных компьютеров, как правило, отодвигают на задний план этот тип проблемы, расчет можно сделать более эффективным, используя второй вариант, который кратко обсуждается в продолжении, с раскрытием его преимуществ и открытых вопросов.

Этот *второй вариант* заключается в преобразовании основного закона ползучести интегрального типа, вытекающего из принципа суперпозиции, в эквивалентный закон ползучести дифференциального типа с внутренними переменными, текущие значения которых учитывают, как предысторию вязкоупругой деформации. В этом случае историю развития деформаций не нужно хранить, так как она подразумевается текущими значениями этих переменных. Ключевым свойством, позволяющим проводить дифференциальный анализ, является тот факт, что любое реалистичное интегральное отношение напряжения к деформации наследственной вязкоупругости может быть аппроксимировано с любой желаемой точностью с помощью соответствующих процедур по дифференциальному закону ползучести, визуализируемому моделью Кельвина [2,9,15,28,37].

Дифференциальные законы особенно полезны для решения конструкторских задач посредством метода конечных элементов, потому что они напрямую совместимы с этим вычислительным подходом. Они также облегчают учет эффектов от многочисленных изменений в конструктивной системе, как в сложных и последовательно армированном и/или предварительно напряженном железобетоне, или композитных сталебетонных конструкциях и пространственных конструкциях, таких как, например, подвесные консольные или вантовые мосты, высотные и супервысотные здания, и т.д.

Как и предполагалось в Разделе 3, дифференциальная форма также выгодна для того, чтобы охватить, кроме того, явления, указанные в разделе 4.1 и вызывающие отклонения от принципа суперпозиции при учете времени, т.е. от решений на основе линейной теории наследственной вязкоупругости. В моделировании и расчете предварительно напряженных железобетонных конструкций, дифференциальная форма основного закона с временной зависимостью для бетона облегчает обращение также с другим нелинейным явлением, представленным релаксацией напряжений стальной арматуры, которая не является вязкоупругой. Величина релаксации стали может значительно повлиять на напряжения в бетоне и, таким образом, должна быть принята во внимание при комплексном расчете конструкции с учётом факторов, зависящих от времени.

Все эти явления не могут быть учтены через традиционные интегралы по времени при использовании линейного вязкоупругого закона ползучести интегрального типа (1), основанные на предположениях линейности и суперпозиции во время для эффектов ползучести, потому что трещины, влажность и температура, в отличие от ползучести бетона, не имеют эффекта вязкоупругой памяти, а также потому, что трещинообразование и релаксация стали являются нелинейными явлениями. Они делают соотношение «напряжение-деформация» нелинейным и, при их включении, отношение «напряжение-деформация» дифференциального типа перестает подчиняться принципу суперпозиции [2,9,15,37].

Можно также отметить, что для этих уточненных подходов следует отдавать предпочтение местным основным законам для бетона (законы ползучести и усадки для материальной точки) вместо основных законов, осредненных по толщине [9,37]. Применительно к группе моделей прогнозирования ползучести и усадки, указанных в Руководстве АСІ 209.2 R-08 [1], такой вариант предлагается только в модели В3 [7,37].

Важность дифференциального подхода была недавно подчеркнута также потребностью провести обратные расчеты, предназначенных для интерпретации временных зависимостей, заложенных в новом банке данных RILEM, с чрезвычайными чрезмерными отклонениями ряда сегментных предварительно-напряженных железобетонных мостов, для того, чтобы способствовать обновлению и проверке моделей прогнозирования (с учетом ползучести) для описания периода продолжительностью в несколько десятилетий [14,15,37-40].

При использовании закона ползучести дифференциального типа проблема ползучести конструкции может быть сведена к системе обыкновенных дифференциальных уравнений первого порядка во времени с зависимыми от времени коэффициентами. Для того, чтобы избежать сложности вычислений, более эффективным является преобразование инкрементного соотношения напряжений и деформаций для каждого временного шага в квазиупругое инкрементное соотношение напряжений и деформаций. Таким образом, задача ползучести конструкции сводится к последовательности задач упругости с начальными деформациями [2,9,15,28,37].

С эксплуатационной точки зрения, АСІ 209.3R-XX [2], например, предоставляет рекомендации на основе самых продвинутых результатов обсуждений и исследований для реализации вычислительных процедур, которые будут приняты для преобразования основного закона наследственности интегрального типа, характеризующего современные модели прогнозирования ползучести, в дифференциальные законы, и для связанного с этим численного подхода, состоящего в последовательности решения задач упругости с начальными деформациями. Руководство приводит также критерии, которые будут приняты с учетом всех вышеперечисленных комплексных воздействий, подразумевающих отклонения от принципа линейной суперпозиции. Однако на данный момент, по-прежнему и по

существо, требуется ссылка на цитируемую специализированную литературу [9,15,37].

Комитет 209 АСІ «Ползучесть и усадка в бетоне», в настоящее время планирует, через специальный подкомитет (209-0D «Численные методы и 3D-анализ»), дальнейшую деятельность, направленную на разработку удобных практических рекомендаций для выполнения численного анализа в объемной постановке задачи, зависящего от времени и основанного на подходе к ползучести дифференциального типа для проверки надежности сложных и последовательно армированных и/или предварительно напряженных железобетонных конструкций, или композитных сталебетонных конструкций, и вообще всех крупных конструкций с повышенной ползучестью. Эти руководящие принципы должны позволить практикующим инженерам определить надлежащие вычислительные процедуры и программы для рабочего проектирования и последующего мониторинга для проверки надежности в долгосрочной перспективе, до конца установленного срока службы, и / или использовать для того же назначения, с адекватным пониманием и признанием возможных недостатков, коммерческое программное обеспечение, предназначенное для этих целей.

4.2.2 Упрощенные подходы

а) Метод ААЕМ

Метод Age Adjusted Effective Modulus (ААЕМ, Метод эффективного модуля с поправкой на возраст) основан на принятии алгебраической формулы (5) для основного закона уравнения (1), когда функция ползучести $J(t, t_0)$ выделяется, как это часто делается, в номинальную начальную упругую деформацию и деформацию ползучести согласно выражению (4), вводящему коэффициент ползучести $\phi(t, t_0)$:

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\phi(t, t_0)}{E_c(t_0)} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_\sigma(t) &= \varepsilon(t) - \varepsilon_n(t) = \sigma(t_0)J(t, t_0) + \frac{[\sigma(t) - \sigma(t_0)]}{E_c(t_0)} [1 + \chi(t, t_0)\phi(t, t_0)] = \\ &= \frac{\sigma(t_0)}{E_{c,ef}(t, t_0)} + \frac{\sigma(t) - \sigma(t_0)}{E_{c,adj}(t, t_0)} \end{aligned} \quad (5)$$

где $\chi(t, t_0)$ – коэффициент старения, связанный с функциями ползучести и релаксации ур. (6):

$$\chi(t, t_0) = \frac{1}{1 - R(t, t_0)/E_c(t_0)} - \frac{1}{E_c(t_0)J(t, t_0) - 1} = \frac{E_c(t_0)}{E_c(t_0)R(t, t_0)} - \frac{1}{\phi(t, t_0)} \quad (6)$$

и $E_{c,ef}$ и $E_{c,adj}$ – эффективный модуль и эффективный модуль с поправкой на возраст, соответственно.

Уравнение (5), совместно с уравнением (6), определяя коэффициент старения, представляют точную замену уравнения (1) для всех сложностей, связанных с предысторией деформаций и напряжений, возникающих в результате линейных комбинаций ползучести и задачи релаксации, т.е. для деформаций, характеризуемых начальным скачком в момент времени $t = t_0$ и последующим для $t > t_0$ изменением деформации, линейно связанным с функцией ползучести $J(t, t_0)$ (или, эквивалентно, с коэффициентом ползучести $\phi(t, t_0)$), и, как следствие, соответствующей историей развития напряжений, характеризуемой начальным скачком, сопровождаемым изменением напряжения, линейно связанным с функцией релаксации $R(t, t_0)$ [2,5,9,22,23,25,28].

Это включает широкий диапазон из последовательности развития деформаций и соответствующую историю развития напряжений. С достаточной точностью ее использование может быть расширено, чтобы охватить большое количество фактических предысторий в конструкциях, имеющих начальную конечную или нулевую величину при $t = t_0$ и часть с временной зависимостью, изменяющаяся с постепенно уменьшающейся скоростью через широкие интервалы времени. В текущем использовании метода ААЕМ, уравнение (5) дано в квазиупругой инкрементальной формулировке, связывающей изменения деформации и напряжения, появляющиеся после t_0 .

Если предыстория развития деформаций и напряжений включает в себя несколько последующих резких изменений в разы $t_i > t_0$, тогда метод ААЕМ должен быть применен отдельно для каждого приращения и его результатов; другими словами, реакции на многоступенчатые предыстории могут быть получены путем наложения решений для нескольких одношаговых предысторий.

Поскольку долговременные величины $\chi(t, t_0)$ содержатся в довольно узкой полосе для различных величин t_0 , особенно для моделей GL2000 и В3, они часто аппроксимируются на практике фиксированным значением $\chi = 0,8$, когда высокая точность в вычислениях не требуется, как, например, на концептуальных и предварительных стадиях проектирования и в оценке надежности конструкций с низкой чувствительностью к воздействиям с временной зависимостью [2,23-25].

Первоначально сформулированный для однородных конструкций из бетона, метод может быть также использован с расширением и с адекватной точностью для неоднородных железобетонных конструкций и сталежелезобетонных конструкций [2,22,23,25,28].

Необходимо отметить, что в модели прогнозирования ползучести Модельного Кодекса ФИБ 2010 [25] (а также в модели GL2000 [1]) в уравнение (4) вводится отличный от указанного коэффициент ползучести $\varphi_{28}(t, t_0)$ (представляющий собой отношение между деформацией ползучести и номинальным значением начальной упругой деформации в 28 суток). Поэтому уравнения (5) и (6) должны быть соответствующим образом адаптированы (см. раздел 7.2.4.10 Модельного Кодекса ФИБ 2010).

б) Решения линейной теории наследственной вязкоупругости для эффективных однородных железобетонных конструкций с усредненными реологическими свойствами

Этот подход основан на введении приближенной предпосылки об эффективной реологической однородности для всей железобетонной конструкции или для бетонной части конструкции, которая включает стальные конструктивные элементы.

На самом деле можно считать, что, если мы исключаем случаи, где присутствуют важные различия в свойствах ползучести, вызванные, например, значительными различиями в размере железобетонных конструкций или в их возрасте (что характерно для поэтапного строительства, которое может растянуться на многие месяцы, или для супервысоких зданий), влияние различий в ползучести часто значительно затмевается большими деформациями ползучести, развивающимися в течение длительного срока. Таким образом, этими различиями можно иногда пренебречь, в особенности на стадиях концептуального и предварительного проектирования, когда оценка общих тенденций развития длительных напряжений и деформаций в конструкции и оценка ее надежности со степенью точности, которая подходит для этих стадий, или при проверке общих результатов численных расчетов, и каждый раз, когда не требуется высокая точность расчетов с учетом ответственности конструкции и ее чувствительности к долгосрочным эффектам.

Этот подход, который использует простые решения, предоставленные фундаментальными теоре-

мами линейной наследственной вязкоупругости для однородных жестко защемленных бетонных элементов, и некоторые компактные формулы для однородных бетонных элементов с дополнительными конструктивными элементами стального армирования, имеет преимущества за счет лаконичности и концептуально ясного характера решений [2,20,22-25,29,30,35].

Для детального рассмотрения этих решений можно сослаться, в частности, на разделы 7.2.4.8-9 Модельного Кодекса ФИБ 2010 [25] и разделы 4.1.6 (8) - (9) из Учебника по железобетонным конструкциям ФИБ [23], а также на ACI 209.3R-XX [2] и упомянутую в нем литературу.

В случае однородной бетонной конструкции с жесткими защемлениями первые две теоремы линейной теории наследственной вязкоупругости указывают на отсутствие влияния ползучести в течение времени на упруго оцененном состоянии напряжений или, соответственно, напряжений при наложенных (постоянных или переменных) нагрузках или, соответственно, деформациях. Соответственно, они констатируют тот факт, что вариации последующих возникающих деформаций или, соответственно, напряжения моделируются с помощью функции ползучести $J(t, t')$ или, соответственно, функции релаксации $R(t, t')$. См. уравнения (7.2-27) к (7.2-34) из Модельного Кодекса ФИБ 2010 [25].

Две дальнейших теоремы, продемонстрированные автором [2,20,22-25,35], определяют эффекты в конструкции, загруженной системой постоянной нагрузки в момент времени t_0 , однократными или многократными изменениями конструктивной системы (заканчивающимися введением дополнительных жестких защемлений), примененных, соответственно, в момент времени $t_i \geq t_0^+$, или в последующие моменты $t_i \geq t_0^+$ ($i = 1, \dots, j$). Эти эффекты, с точки зрения перераспределения внутренних напряжений и внешних реакций, моделируются функцией перераспределения $\xi(t, t_0, t_i)$, определяющей величину ползучести в момент времени t_i , вызванной приобретением конструкцией, после модификации ее конструктивной схемы в моменты времени t_i , различий между распределением упругих напряжений, характеризующих конструктивную схему, измененную во время t_i , и распределением упругих напряжений до этой модификации. См. уравнения (7.2-35) и (7.2-37) из Типового Кодекса ФИБ 2010 [25].

Функция перераспределения связана с функциями ползучести или релаксации $J(t, t')$ и $R(t, t')$, соответственно, следующими интегральными выражениями:

$$J(t, t_0) - J(t_i, t_0) = \int_{t_i}^t J(t, t') d\xi(t', t_0, t_i) \quad (7)$$

$$\xi(t, t_0, t_i) = \int_{t_i}^t R(t, t') dJ(t', t_0) \quad (8)$$

Уравнение (7), соответствующая уравнению (7.2-36) из Модельного Кодекса ФИБ 2010 (для $t_i = t_1$), обычно принимается для определения функции перераспределения $\xi(t, t_0, t_i)$ от данной функции ползучести $J(t, t')$, которая требует решения интегрального уравнения Волтерры. Можно принять рекуррентный численный метод, указанный в разделе 4.2.1 (*первый вариант*).

Некоторые компактные формулы могут быть также получены для железобетонных конструкций с дополнительными стальными элементами армирования в случаях, когда конструкция может быть схематично представлена однородной бетонной конструкцией, нагруженной системой постоянных нагрузок, приложенных одновременно, и ограниченной системой n избыточных упругих защемлений, также приложенных в то же самое время, до или сразу после нагрузки; можно также рассмотреть состояние постоянных наложенных деформаций в местах применения избыточных упругих ограничений

(см. [2, 23, 25], а также литературу, упомянутую в этих документах).

Эти решения, которые сформулированы в матричной форме, представляют собой расширение на случай ограничений для решений в упругой форме линейной теории наследственной вязкоупругости для однородных конструкций с жесткими защемлениями, рассмотренными выше. Они базируются на некоторых фундаментальных функциях (именуемых функциями уменьшенной релаксации и обозначаемых R_i^*), представляющих структурные переменные, которые зависят как от функции соответствия ползучести $J(t, t')$ железобетонной конструкции, так и от собственных значений ω_i упругих матриц сцепления между этими двумя частями (бетонная конструкция и система n избыточных упругих ограничений, с $i = 1, 2, \dots, n$ обозначение универсального ограничения упругости). Для данной модели прогнозирования ползучести, и для отвечающего ей ползучести J , определение n уменьшенной функции релаксации, R_i^* требует решения n интегральных уравнений Вольтерры, связывающих функции уменьшенной релаксации R_i^* к соответствующим образом измененным функциям ползучести J_i^* , зависящих от собственных значений ω_i .

В случае постоянно наложенных нагрузок с n избыточными упругими защемлениями, введенными перед нагрузками, в отличие от случая однородных железобетонных конструкций с жесткими защемлениями, для которых инвариантность состояния напряжения демонстрируется первой теоремой линейной вязкоупругости (см. выше), эти компактные формулы показывают, что начальное упругое состояние напряжения в конструкции и в защемлениях значительно изменяется ползучестью. Чем выше деформируемость упругих ограничений, тем выше разница между начальными и долговременными значениями напряженного состояния. В долгосрочной перспективе система напряжений имеет тенденцию приближаться к решению, соответствующему случаю жестких защемлений.

Снижение временной зависимости для напряжений при постоянных нагрузках при применении высокодеформируемых устройств, сдерживающих упругие деформации, можно получить через подходящие напряжения для этих защемлений. Фактически, в теоретическом случае эффективной однородной конструкции с упругими защемлениями, введенными одновременно в момент нагружения, получается инвариантность напряженного состояния, вызывающая защемления вплоть до значений реакции жестких защемлений.

В случае изменения условий защемления после нагружения путем введения дополнительного защемления упругости сразу после нагружения теоретические решения показывают, что система защемлений упругости в меньшей степени способствует изменению исходной системы напряжений в конструкции, вызывая более низкие значения реакций защемления по отношению к случаю отсроченных дополнительных жестких защемлений, о которых говорилось выше.

Эти компактные формулы для железобетонных конструкций с дополнительными упругими (стальными) конструктивными элементами могут быть приняты, например, в предварительном концептуальном проектировании связанных бетонных арок и рам, или вантовых железобетонных бетонных мостов и конструкций, игнорируя при этом на данном этапе проектирования неоднородности бетона и последовательный строительный подход, обычно принятый в практике, который должен быть должным образом рассмотрен, наоборот, в окончательном этапе проектирования и в расчете, учитывающем последующие изменения во времени.

4.3 Средства проектирования

Когда, в общем случае, как первичная функция одной из рекомендуемых моделей прогнозирования ползучести упоминается функция ползучести $J(t, t')$, соответствующие вторичные структурные переменные, представленные функциями релаксации и перераспределения $R(t, t')$ и $\zeta(t, t', t_i)$, могут быть

оценены, как указано в предыдущих разделах, через решения, соответственно, интеграла Волтерры по уравнениям (3) и (7), принимая рекурсивный численный расчет, приведенный в разделе 4.2.1 (*первый вариант*).

Необходимо рассмотреть различные величины t_0 и должны быть выполнены повторные решения уравнения (3), чтобы получить $R(t, t')$ из $J(t, t')$, в то время, как различные величины t_0 и t_i нужно рассмотреть и повторно решить уравнение (7) для получения $\zeta(t, t_0, t_i)$. Коэффициент старения $\chi(t, t')$, после определения функции релаксации $R(t, t')$, может быть определен из уравнения (6) для различных значений t' до t_0 . Для подобного объема данных могут быть легко предусмотрены средства проектирования [35,41]. Программа, вычисляющая величину ползучести (которую будет можно будет свободно загрузить с веб-сайта [creepanalysis](http://creepanalysis.com) [41], актуализируемого в настоящее время) позволяет провести непосредственное численное определение $R(t, t')$, $\zeta(t, t_0, t_i)$, $\chi(t, t')$ от первичной функции $J(t, t')$.

Сравнение тенденций применительно к времени и возрасту для диаграмм ползучести, функций релаксации и перераспределения, а также коэффициента старения, полученного для трех из моделей прогноза АСІ 209 2R [1], показаны в [2,21,23]. В настоящее время проводятся сопоставления с тенденциями, вытекающими из прогностической модели Модельного Кодекса ФИБ 2010 [25] и модели В4, предложенной З.П. Базантом и его исследовательской группой [14,15,38-40].

5. Заключение

Современные железобетонные конструкции, возводимые с использованием сложных последовательных методов строительства и/или характеризующиеся значительной неоднородностью, в целом, очень чувствительны к воздействию более поздних деформаций, проявляющихся в поведении бетона, зависящего от времени (ползучесть и усадка).

Текущие согласованные международные форматы и процедуры расчета таких воздействий в конструкциях, принятые в недавних руководящих документах, рекомендациях и кодексах были проиллюстрированы в данной статье. Этот процесс гармонизации представляет собой ценный результат, частично компенсирующий сохраняющиеся расхождения и неопределенности в том, что касается создания надежных моделей прогнозирования зависящего от характера работы бетона во времени, с особым упором на ползучесть и её долгосрочные тенденции. Этот значительный результат был достигнут благодаря интенсивным дискуссиям и сотрудничеству между различными школами и учеными во всем мире, вдохновленными и продвигаемыми в течение последних четырех десятилетий международными организациями, разрабатывающими предстандарты и стандарты в области конструкционного бетона, при осуществлении координации автором.

В том, что касается точных численных расчетов по общему методу, некоторые специфические критерии и руководства по-прежнему необходимы для легкой и удобной для пользователей реализации дифференциального подхода, который должен быть увязан с результатами наиболее перспективных научных исследований. На самом деле, дифференциальный подход более выгоден и в вычислительном отношении более эффективен по, отношению к интегральному подходу при необходимости детальной оценки эффектов временной зависимости работы бетона на различных этапах строительства и при анализе долгосрочной надежности больших сложных, последовательных и высоко чувствительных к ползучести конструкций, моделируемых методом конечных элементов (МКЭ). Это позволяет, в частности, принимать во внимание влияние различных неупругих и нелинейных явлений, вызывающих отклонения от линейной теории наследственной вязкоупругости, таких как трещинообразование при растяжении, циклическая ползучесть и релаксация напряжений в преднапрягаемых арматурных эле-

ментах при переменном напряжении, а также при воздействиях влажности и температурных изменений.

Комитет ACI 209 «Ползучесть и усадка в бетоне» будет способствовать, через специальный подкомитет, разработке практических руководящих правил для этой сферы.

Список благодарностей от автора

Публикация в 2013 году в рамках нового Модельного кода ФИБ 2010 года для железобетонных конструкций [25] раздела 7.2.4 "Анализ конструктивного воздействия зависящего от времени поведения бетона" свидетельствует об успешном завершении длительного процесса международной гармонизации на мировом уровне предстандартизации критериев руководств в этой конкретной области. Автор особенно благодарен покойному Почетному члену ЕКБ и члену Академии Строительства и Архитектуры СССР Алексею Алексеевичу Гвоздеву, являвшемуся долгое время заведующим научно-исследовательской лабораторией НИИЖБ - Института бетона и железобетона, теперь названного в его честь, за его важную роль в поощрении и помощи автору, в 1960-70-е годы, на начальных этапах введения в международный предстандарт ЕКБ-ФИП (прародителей ФИБ) нового расширенного формата анализа ползучести, основанного на линейной теории наследственной вязкоупругости, в разработку которого школа советских ученых и Гвоздева сами привнесли важный вклад. Эта статья является данью уважения его памяти.

Автор также отдает дань памяти своему итальянскому маэстро Франко Леви, на протяжении длительного времени Президента ЕКБ, а затем и ФИП, за его первоначальное стимулирование создания Руководства по проектированию ЕКБ по конструктивному воздействию зависящего от времени поведения бетона [22]. Вклад С. В. Александровского, Дж. Фочарта и Д. Джангвирта в разработку первого проекта Руководства, а также Р. Наполи, Ф. Мола и М. Копрна в окончательном редактировании общепризнан. Автор также признателен Д. Каррейро, В. Дилджеру и М. Сэссоуну, членам редакционной команды сегодняшнего расширенного проекта руководящего документа ACI 209.3 R-XX «Анализ влияния ползучести и усадки в бетонных конструкциях» [2] и З.П. Базанту за его вклад в обсуждение этого документа и составлению проекта текста, основанного на дифференциальном подходе.

Наконец, автор благодарен всем ученым и исследователям, которые внесли свой вклад в обсуждение конструктивного воздействия зависящего от времени поведения бетона в течение четырех последних десятилетий в рамках ЕКБ, ФИБ и ACI, и всем коллегам по исследовательской группе «Анализ ползучести» из туринского политехнического университета, в особенности М. Сассоне и К. Казаленьо.

Библиографический список

1. ACI 209.2R-08, *Guide for Modeling and Calculation of Shrinkage and Creep in Hardened Concrete*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2008, 48 p.
2. ACI 209.3R-XX, *Analysis of Creep and Shrinkage Effects on Concrete Structures*, Chiorino M.A. (Chairm. of Edit. Team), ACI Committee 209, March 2011, Final approved draft 2013; currently under revision by ACI TAC Technical Activity Committee, 228 p.
3. Aleksandrovskii S. V., *Analysis of Plain and Reinforced Concrete Structures for Temperature and*

Moisture Effects (with Account of Creep) (in Russian), Stroyizdat, Moscow, 1966, 443 p.

4. Bazant Z.P., Numerical Determination of Long-range Stress History from Strain History in Concrete, *Material and Structures*, Vol. 5, 1972, pp. 135-141.

5. Bazant Z.P., Prediction of Concrete Creep Effects Using Age-adjusted Effective Modulus Method, *Journal of the American Concrete Institute*, V. 69, 1972, pp. 212-217.

6. Bazant Z. P., Theory of Creep and Shrinkage in Concrete Structures: a Precis of Recent Developments, *Mechanics Today*, vol.2, Pergamon Press, New York, 1975, pp. 1-93. See also: RILEM TC-69, Material Models for Structural Creep Analysis (principal author Z.P. Bazant), Chapter 2 in *Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete*, Z.P. Bazant, ed., J. Wiley, Chichester and New York, 1988, pp. 99-215; RILEM TC-69, Creep Analysis of Structures (principal authors Z.P. Bazant and O. Buyukozturk), Chapter 3, *ibid.* pp.217-273.

7. Bazant Z. P., and Baweja S., Creep and Shrinkage Prediction Model for Analysis and Design of Concrete Structures - Model B3, in: A. Al-Manaseer ed., The A. Neville Symposium: *Creep and Shrinkage - Structural Design Effects*, ACI SP-194, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2000, pp. 1-83.

8. Bazant Z.P., Hubler M.H., Yu Q., Pervasiveness of Excessive Segmental Bridge Deflections: Wake-Up Call for Creep, *ACI Structural Journal*, Vol. 108, No. 6, Nov.-Dec. 2011, pp. 766-774.

9. Bazant Z. P., Li G.-H., and Yu Q., Prediction of Creep and Shrinkage and their Effects in Concrete Structures: Critical Appraisal, *Proc., 8th Int. Conf. on Creep, Shrinkage and Durability of Concrete and Concrete Structures - CONCREEP 8*, Vol. 2, T. Tanabe, et al. eds., CRC Press, Boca Raton, FL, 2009, pp. 1275–1289.

10. Bazant Z.P., and Li G.-H., Unbiased Statistical Comparison of Creep and Shrinkage Prediction Models, *ACI Materials Journal*, Vol. 105, No. 6, Nov.-Dec. 2008, pp. 610-621.

11. Bazant Z.P., and Li G.-H., Comprehensive Database on Concrete Creep and Shrinkage, *ACI Materials Journal* Vol. 105, No. 6, Nov.-Dec. 2008, pp. 635-638.

12. Bazant Z. P., and Prasannan S., Solidification Theory for Concrete Creep: I. Formulation, *Journal Eng. Mech.*, 115(8), 1989, pp. 1691–1703.

13. Bazant Z. P., and Prasannan S., Solidification Theory for Concrete Creep: II. Verification and Application, *Journal Eng. Mech.*, 115(8), 1989, pp. 1704–1725.

14. Bazant Z. P., Yu Q., and Li G.-H., Excessive Long-Time Deflections of Prestressed Box Girders. I: Record-Span Bridge in Palau and Other Paradigms, *ASCE Journal. of Structural Engineering*, Vol. 138, No. 6, June 2012, pp. 676-686.

15. Bazant Z. P., Yu Q., and Li G.-H., Excessive Long-Time Deflections of Prestressed Box Girders. II: Numerical Analysis and Lessons Learned, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 138, No. 6, June 2012, pp. 687–696.

16. Casalegno C., Sassone M., Chiorino M. A., Time-dependent Effects in Cable-stayed Bridges Built by Segmental Construction, *Proc. of Third International fib Congress incorporating the PCI Annual Convention and Bridge Conference*. Washington D. C., 2010, pp. 539-554.

17. Casalegno C., Sassone M., Chiorino M. A., Time-dependent Effects in Concrete Structures: a General Computational Approach, *Proc. of Structural Engineers World Congress SEWC 2011*, Como, Italy, (CD).

18. CEB, Comite Eurointernational du Beton and Federation Internationale de la Precontrainte, *International System of Unified Standard Codes of Practice for Structures, Vol. II, CEB-FIP Model Code for Concrete Structures*, CEB Bulletin d'Information N° 124/125-E-F, 1978, 348 p.

19. CEB, *CEB-FIP Model Code 1990*, CEB Bulletin d'Information No. 213/214, Comite Euro-International

du Beton, Lausanne, Switzerland, 1993, 437 p.

20. Chiorino M.A., A Rational Approach to the Analysis of Creep Structural Effects, in J. Gardner & J. Weiss (eds). *Shrinkage and Creep of Concrete*, ACI SP-227, 2005, pp.107-141.

21. Chiorino M.A. and Carreira D. J., Factors Affecting Shrinkage and Creep of Hardened Concrete and Guide for Modelling - A State-of-the-art Report on International Recommendations and Scientific Debate, *The Indian Concrete Journal*, Vol. 86, No. 12, December 2012, pp. 11-24. Errata, Vol. 87, No. 8, August 2013, p.33. Chiorino M.A. and Casalegno C., Evaluation of the Structural Response to the Time-dependent Behaviour of Concrete: Part 1 - An Internationally Harmonized Format, *Ibidem*, pp. 25-36.

22. Chiorino M.A. (Chairm. of Edit. Team), Napoli P., Mola F., and Koprna M., *CEB Design Manual on Structural Effects of Time-dependent Behaviour of Concrete*, CEB Bulletin d'Information N° 142-142 Bis, Georgi Publishing Co., Saint-Saphorin, Switzerland, March 1984, 391 p.

23. Chiorino M.A. and Sassone M., Further Considerations and Updates on Time-dependent Analysis of Concrete Structures, in *Structural Concrete - Textbook on behaviour, design and performance*, 2nd edition, Vol. 2, Section 4.16, fib Bulletin 52, International Federation for Structural Concrete, Lausanne 2010, pp. 43-69.

24. EN 1992-2 Eurocode 2: *Design of Concrete Structures - Part 2: Concrete Bridges, Design and Detailing Rules*, Appendix KK, *Structural effects of time dependent behaviour of concrete*, 2005, pp. 63-67.

25. fib, *Model Code for Concrete Structures 2010*, Ernst & Sohn, 2013, 402 p.; see also Muller H. S. (Convener), *Code-type models for structural behaviour of concrete: Background of the constitutive relations and material models in the fib Model Code for Concrete Structures 2010*, State-of-art report, fib Bulletin No. 70, 196 p., November 2013.

26. Gvozdev A. A., Creep of Concrete (in Russian), *Proc. of the 2nd National Conference on Theoretical and Applied Mechanics. Mechanics of Solids, Mekhanika Tverdogo Tela*, Acad. of Sciences USSR, 1966, Moscow, pp. 137-152. (French translation: *Le Fluage du Beton*, CEB Bulletin N° 64, 1967).

27. Gvozdev A. A., Galustov K. Z., and Yashin A. V., On some deviations from the superposition principle in creep theory (in Russian), *Beton i Zhelezobeton*, 13(8), 1967,

28. Jirasek M. & Bazant Z.P., *Inelastic Analysis of Structures*, Wiley and Sons, 2002, 734 p.

29. Levi F., Sugli Effetti Statici dei Fenomeni Viscosi (On the Structural Effects of Viscous Phenomena, in Italian), *Rendiconti Accademia Nazionale dei Lincei*, Serie VIII, Vol. IV, fasc.3, pp. 306-311, fasc. 4, 1948, pp. 424-427.

30. Levi, F. and Pizzetti G., *Fluage, Plasticite, Precontrainte*, Dunod, Paris, 1951, 463 p.

31. McHenry D., A New Aspect in Creep of Concrete and its Application to Design, *Proc. ASTM*, Vol. 43, 1943, pp. 1069-86.

32. Maslov G. N., Thermal Stress States in Concrete Masses, with Account of Concrete Creep (in Russian), *Izvestia NIIG*, 28, 1941, pp.175-188.

33. Salencon J., *Viscoelasticite pour le Calcul des Structures*, Les Editions de l'Ecole Polytechnique, Les Presses des Ponts et Chaussees, Paris, 2009.

34. Sassone, M. and Casalegno, C., Evaluation of the Structural response to the Time-dependent Behaviour of Concrete: Part 2 - A General Computational Approach, *The Indian Concrete Journal*, Vol. 86, No. 12, December 2012, pp. 39-51. Errata, Vol. 87, No. 8, August 2013, p. 33.

35. Sassone M. and Chiorino M. A., Design Aids for the Evaluation of Creep Induced Structural Effects, in J. Gardner & J. Weiss (eds). *Shrinkage and Creep of Concrete*, ACI SP-227, 2005, pp. 239-259.

36. Volterra V., Sulle Equazioni Integro-Differenziali della Teoria della Elasticita (Integral-Differential Equations of the Theory of Elasticity, in Italian), *Rendiconti Accademia Nazionale dei Lincei*, Vol. XVIII, 2°

Sem., 1909, pp. 295-301. See also: Volterra V., Sur les Equations Integro-Differentielles et leurs Applications, *Acta Mathematica*, G. Mittag-Leffler Ed., Stockholm, 1912, pp. 295-350 ; Volterra V., *Lecons sur les Fonctions de Lignes*, Gauthier-Villars, Paris, 1913, 230 p.

37. Yu Q., Bazant, Z.P. and Wendner R., Improved Algorithm for Efficient and Realistic Creep Analysis of Large Creep-Sensitive Concrete Structures, *ACI Structural Journal*, Vol. 109, No. 5, Sept-Oct. 2012, pp. 665-675.

38. Wendner, R., Hubler, MH, and Bazant, ZP., Optimization Method, Choice of Form and Uncertainty Quantification of Model B4 Using Laboratory and Multi-Decade Bridge Databases, *Material and Structures*, Vol. 48(4), 2015, pp. 771-796.

39. Wendner, R., Hubler, M.H., and Bazant, Z.P. (2015). Statistical Justification of Model B4 for Multi-decade Concrete Creep Using Laboratory and Bridge Data Bases and Comparisons to other Models, *Material and Structures*, Vol. 48(4), 2015, pp. 815-833.

40. RILEM Technical Committee TC-242-MDC (Z.P.Bazant, chair), RILEM draft recommendation: TC-242-MDC Multi-decade Creep and Shrinkage of Concrete: Material Model and Structural Analysis. Model B4 for Creep, Drying Shrinkage and Autogenous Shrinkage of Normal and High-Strength Concretes with Multi-Decade Applicability, *Material and Structures*, Vol. 48(4), 2015, pp. 753-770.

41. Creepanalysis, www.polito.it/creepanalysis, DISEG Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Politecnico di Torino (currently under revision; reference should be made to new version to be edited in 2018).

Автор:

Марио Альберто КИОРИНО, Почетный профессор структурного анализа, Политехнический Университет Турина; Национальный член Туринской академии наук; Почетный член Американского института бетона. Председатель комитета АСІ 209 «Ползучесть и усадка в бетоне», г. Турин, Италия
e-mail: mario.chiorino@polito.it

УДК 624. УДК 624.046.4, 624.046.3, 624.071.34 012.45

СОВРЕМЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ В ОБЛАСТИ ТЕОРИИ ПОЛЗУЧЕСТИ БЕТОНА

MODERN RESEARCH IN THE FIELD OF CREEP THEORY OF CONCRETE

С. Б. КРЫЛОВ, д-р техн. наук

П. Д. АРЛЕНИНОВ, канд. техн. наук

Излагаются основные результаты проведенных авторами исследований в области теории ползучести бетона и железобетона за последние годы. Рассмотрены предложения по совершенствованию вычисления ядер релаксации бетона, по уточнение мер ползучести, вопросы деформирования и устойчивости стержневых железобетонных элементов при продольно-поперечном изгибе с учётом ползучести и трещинообразования.

The article presents the main results of the authors' research in the field of creep theory of concrete and reinforced concrete in recent years. Proposals on improving the calculation of relaxation core of concrete and creep measures, on the deformation and stability of reinforced concrete elements in the longitudinal-transverse bending are considered, taking into account creep and cracking.

Ключевые слова:

бетон, железобетон, ползучесть, релаксация, деформации, устойчивость

Key words:

concrete, reinforced concrete, creep, relaxation, deformation, stability

Одним из направлений научной деятельности А.А. Гвоздева являлось изучение работы конструкций под нагрузкой во времени. Им, в частности, был предложен один из вариантов нелинейной теории ползучести бетона. В настоящее время НИИЖБ им. А.А. Гвоздева продолжает исследования в области ползучести бетона. Сейчас выполняется комплекс экспериментально-теоретических работ по изучению ползучести бетона при трёхосном напряженном состоянии. Эта экспериментальная работа выполняется совместно с ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева.

В последние несколько лет проведены теоретические исследования в области ползучести в изгибаемых и сжато-изогнутых железобетонных конструкциях при нелинейной работе материалов и в условиях развития трещин. При этом были исследованы вопросы деформирования таких конструкций и устойчивости (при наличии продольных сжимающих сил), а также уточнены и развиты некоторые положения классической теории ползучести бетона и нормативных документов, регламентирующих расчёт конструкций с учётом ползучести бетона.

При проведении упомянутых исследований в качестве основы была выбрана теория упруго-ползучего тела [1, 2, 3]. Основной задачей было распространение её на случай армированного бетона с трещинами. Прежде всего были проверены и уточнены [8] некоторые положения этой теории с исполь-

зованием компьютерных методов анализа.

В инженерных расчётах рекомендуется применять упрощённое выражение для меры ползучести [11, 12], которое вошло в Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций:

$$C_B(t, t_0) = C_{28_besk} \cdot \Omega(t_0) (1 - k \cdot e^{-\gamma_1 \cdot (t-t_0)}) \tag{1}$$

$C_{28_besk} = C_{28_besk}^N \cdot \xi_{2c} \cdot \xi_{3c}$ – предельное значение меры ползучести бетона (определяет поведение функции при бесконечно большом значении времени);

$\Omega(t_0) = c + d \cdot e^{-\gamma \cdot t_0}$ – функция, учитывающая влияние старения бетона на меру ползучести (t_0 – время загрузки образца);

$(1 - k \cdot e^{-\gamma_1 \cdot (t-t_0)})$ – функция, учитывающая нарастание во времени меры ползучести (t – время испытания образца).

С одной стороны, это связано со сложностью более точных выражений, предлагаемых разными исследователями. С другой стороны, более точные выражения учитывают крайне ограниченный объём технологических параметров, влияющих на ползучесть бетона, что резко ограничивает их область применения.

Для оценки точности выражения (1) для меры ползучести было выполнено ее сравнение с выражением для меры ползучести, предложенным С.В. Александровским [1] на основании большого объема экспериментов:

$$C_3(t, t_0) = \psi(t_0) - \psi(t) \cdot \left(\frac{e^{(A_1 \cdot t_0)} - A_2}{e^{(A_1 \cdot t)} - A_2} \right) + \Delta(t_0) (1 - e^{(-\alpha(t-t_0))}) \tag{2}$$

Учитывая детальность проводившихся исследований, это выражение можно считать эталонным. Сравнение выполнялось для технологических условий, при которых было получено выражение (2).

До прямого сравнения выражений по формулам (1) и (2) было установлено, что постоянный коэффициент $k = 0,8$, входящий в последний множитель в (1), необходимо изменить на $k = 1$. Это связано с тем, что при определении деформаций ползучести бетона в момент загрузки ($t = t_0$) ползучесть отсутствует и, соответственно, множитель

$(1 - k \cdot e^{-\gamma_1 \cdot (t-t_0)})$ должен быть равен 0, а с коэффициентом $k = 0,8$ получаем

$(1 - k \cdot e^{-\gamma_1 \cdot (t-t_0)}) = 0,2$, что противоречит физическому смыслу явления. В своё время коэффициент

0,8 был введён для моделирования резкого подъёма графика меры ползучести в начальный момент деформирования с помощью «скачка». Но сравнение с более точными данными показывает, что это

не даёт существенного выигрыша в точности, но создаёт указанное противоречие. На рис. 1 показано сравнение мер ползучести по формулам (1) и (2) с учетом внесенного изменения ($k = 1$). При сохранении значения указанного коэффициента в соответствии с Рекомендациями [12] различия в графиках практически сохраняются.

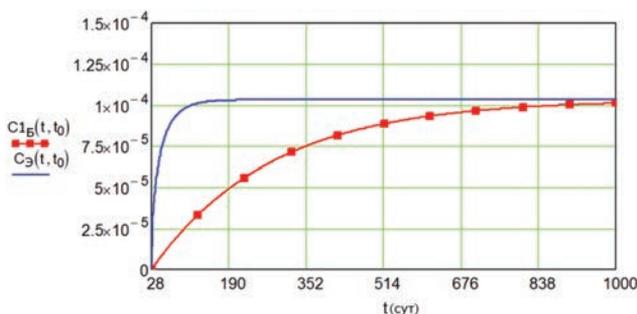


Рис. 1. Графики меры ползучести по формулам (1) и (2) при $t_0 = 28$ сут.

Приведенный график показывает значительные различия в мере ползучести в первые полтора года. Для более резкого возрастания расчетных деформаций ползучести сразу после приложения нагрузки предложена замена множителя $(1 - k \cdot e^{-\gamma_1 \cdot (t-t_0)})$ на (3):

$$F(\Delta t) = \frac{(1 - e^{-Q_1 \gamma_1 \cdot (t-t_0)}) \cdot (1 - e^{-Q_2 \gamma_1 \cdot (t-t_0)}) \cdot (1 - e^{-Q_3 \gamma_1 \cdot (t-t_0)}) \cdot (1 - e^{-Q_4 \gamma_1 \cdot (t-t_0)})}{4} \tag{3}$$

Тогда выражение меры ползучести примет вид

$$C1_B(t, t_0) = C_{28_besk} \cdot \Omega(t_0) \cdot F(\Delta t) \tag{4}$$

Выражение (3) включает в себя коэффициенты Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 . Они определяются из условия наименьших погрешностей расчетной кривой (4) по отношению к эталонной (2). В частности, для технологических параметров образцов из опытов С.В. Александровского получены следующие значения постоянных:

$$Q_1 = 1,258 \cdot 103; \quad Q_2 = 17,431; \quad Q_3 = 12,936; \quad Q_4 = 6,291.$$

Подбор выполнялся из условия совпадения функций (2) и (4) в четырех временных точках t_1 при $t_0 = 28$ сут. При этом дополнительно контролировалась степень совпадения в остальных точках.

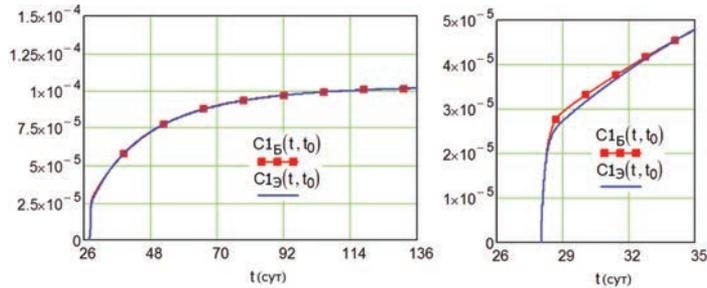


Рис. 2. Сравнение графиков функций по формулам [2] и [4]: $C1_B(t, t_0)$ – предлагаемая мера ползучести [4] (красный цвет); $C1Э(t, t_0)$ – мера ползучести по выражению [2] (синий цвет).

Через выражение для меры ползучести (4) получено выражение для ядра ползучести, использованное в дальнейших исследованиях:

$$L(t, t_0) = -E(t, t_0) \cdot \int_{t_0}^t \left(\frac{1}{E(t, \tau)} + C1_B(t, \tau) \right) d\tau \tag{5}$$

Использованный подход позволил совместить учёт большого числа технологических факторов, влияющих на ползучесть, с высокой точностью выражения меры ползучести (2).

Отдельное направление исследований было посвящено уточнению методики построения ядра релаксации напряжений в бетоне [8, 9]. Выражение для напряжений в зависимости от относительных деформаций необходимо в качестве физического соотношения при выводе уравнений изгиба тех или иных видов конструкций, а также необходимо само по себе в задачах, связанных с релаксацией напряжений. При подходе, ставшем классическим, в линейной теории ползучести используются следующие уравнения, связывающие напряжения и относительные деформации:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E(t)} + \int_{t_0}^t \frac{\sigma(\tau)}{E(\tau)} L(t, \tau) d\tau \quad \text{уравнение ползучести,} \tag{6}$$

$$\frac{\sigma(t)}{E(t)} = \varepsilon(t) - \int_{t_0}^t \varepsilon(\tau) R(t, \tau) d\tau \quad \text{уравнение релаксации,} \tag{7}$$

$$L(t, \tau) - R(t, \tau) = \int_{\tau}^t L(\xi, \tau) R(t, \xi) d\xi \quad (8)$$

Последнее уравнение (8) связывает ядра L и R и используется для построения ядра релаксации R . Соотношение (8) взято из теории интегральных уравнений в предположении, что выражение (7) является решением уравнения (6). Проведенный численный анализ показал, что уравнение (8) не соответствует уравнениям (6) и (7). Поэтому было решено исследовать и уточнить связь между ядрами $L(t, \tau)$ и $R(t, \tau)$. Если выполнить операцию сложения правых частей и левых частей уравнений (6) и (7), приведения подобных членов и внесения всех слагаемых под знак интеграла, получим

$$\int_{t_0}^t \left[\frac{\sigma(\tau)}{E(\tau)} L(t, \tau) - \varepsilon(\tau) R(t, \tau) \right] d\tau = 0 \quad (9)$$

Поскольку пределы интегрирования t и t_0 являются произвольными, этот интеграл в общем случае будет равен 0 только тогда, когда подынтегральная функция равна 0. Учитывая, что ядра $L(t, \tau)$ и $R(t, \tau)$ в соответствии с теорией не зависят от изменения нагрузки во времени, можно выбрать любую зависимость напряжений от времени при установлении связи между ядрами. Чтобы перейти к загрузке образца, используемому при построении меры ползучести, положим $\sigma(\tau) = \text{const} = S$. Такой функции σ будет соответствовать $\varepsilon(\tau) = S \cdot \delta(\tau, \tau_0)$

$$\delta(\tau, \tau_0) = \frac{1}{E(\tau_0)} + C(\tau, \tau_0) \quad (10)$$

где $\delta(\tau, \tau_0)$ — полная податливость материала, включающая упругую и ползучую составляющую. Здесь $C(\tau, \tau_0)$ — мера ползучести; τ_0 — время начальной загрузки образца постоянной по времени нагрузкой; τ — текущий момент времени. Подставим значения $\sigma(\tau)$, $\varepsilon(\tau)$ и $\delta(\tau, \tau_0)$ в уравнение (9):

$$\frac{S}{E(\tau)} L(t, \tau) - S \left(\frac{1}{E(\tau_0)} + C(\tau, \tau_0) \right) \cdot R(t, \tau) = 0 \quad (11)$$

Отсюда найдём зависимость R от L :

$$R(t, \tau) = \frac{\frac{L(t, \tau)}{E(\tau)}}{\frac{1}{E(\tau_0)} + C(\tau, \tau_0)} \quad (12)$$

После получения выражения для ядра релаксации из первых двух уравнений теории ползучести была произведена численная проверка уравнения (8) подстановкой в него ядра релаксации (12). По результатам проверки оказалось, что ядро релаксации не является решением этого уравнения. В зависимости от времени наблюдения (28 сут.+ 2,5 ч; 29 сут.; 78 сут.; 128 сут.) были получены значительные погрешности: +122,3%; -55,8%; -74,6%; -74,7% соответственно.

После этого была выполнена проверка соответствия выражения (12) по методике СП 63.13.330.2012, где ползучесть учитывается в расчете снижением модуля упругости бетона. Для бетона класса В25 при длительном действии нагрузки разница с результатами СП составила 8% при использовании уравнения (6); при использовании уравнения (7) разница составила 35%; при использовании выражения (8) были получены погрешности до 5 раз.

Таким образом, полученные данные приводят к выводу, что использование ядра релаксации,

удовлетворяющего уравнению (8), может давать большие погрешности. Поэтому связь между ядрами L и R следует принять по предлагаемой зависимости (12). Также из соотношения (12) следует важный вывод, что ядро релаксации не является универсальной характеристикой материала, независящей от истории его нагружения. Строго говоря, точное выражение для ядра будет справедливым только для одного вполне определённого изменения нагрузки во времени. В остальных случаях его следует рассматривать как приближённое. Ещё одним важным выводом является то, что в соответствии с теорией интегральных уравнений выявленные погрешности не позволяют считать выражение (7) точным решением уравнения ползучести (6). Точным это решение будет лишь в отдельных случаях, а в остальных его следует рассматривать как приближённое.

Распространение уравнений теории ползучести бетона на железобетон с трещинами, работающий в составе реальной конструкции, представляет собой сложную задачу [5]. Для решения её были использованы следующие предпосылки.

- Бетон и арматура работают в соответствии с кусочно-линейными зависимостями « σ - ε », предписываемыми Сводом правил.

- Реальный материал (железобетон с трещинами) заменяется расчётным материалом, являющимся однородным, одинаково работающим при растяжении и сжатии, обладающим свойством ползучести и имеющим нелинейную зависимости « σ - ε ».

- Зависимость кривизны оси железобетонного стержневого элемента от величины изгибающего момента в данном сечении с достаточной степенью точности можно представить в виде кусочно-линейной функции как при длительных нагрузках, так и при кратковременных.

- В пределах каждого линейного отрезка такой кусочно-линейной функции материал описывается уравнением вида (7) или (14), которое используется в качестве физической зависимости при выводе уравнения изгиба, причём в пределах каждого линейного отрезка указанной зависимости между кривизной и моментом или между напряжениями и относительными деформациями постоянные коэффициенты A , B , σ_{01} будут иметь свои значения, отличающиеся от значений в пределах других отрезков.

Неизвестные значения постоянных коэффициентов определяются по данным нормативных документов для длительных и кратковременных нагрузок.

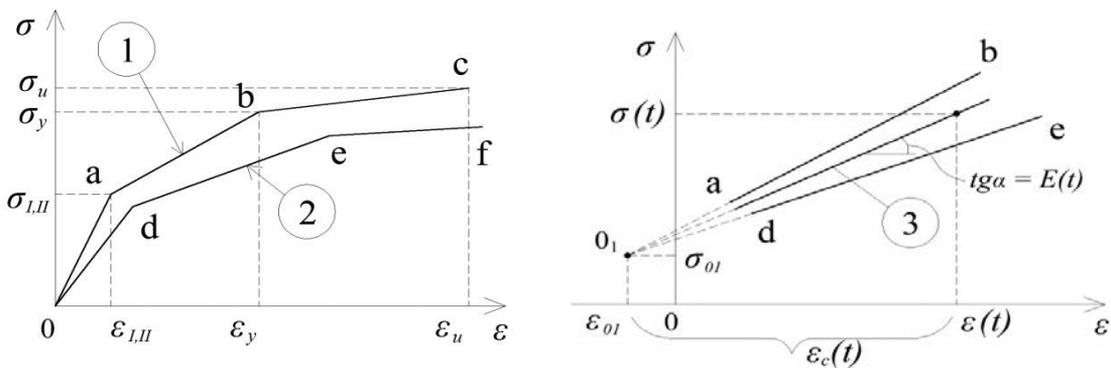


Рис. 3. Зависимость σ - ε и её фрагмент.

В качестве исходной физической зависимости воспользуемся уравнением для упруго-ползучего тела вида (7) и перепишем его в виде

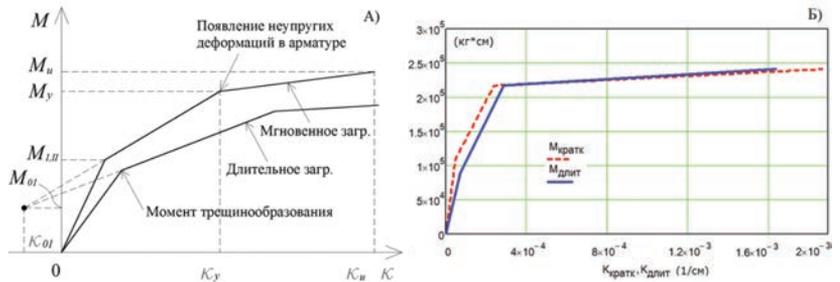


Рис. 4. Кусочно-линейный закон деформирования железобетонного стержня: А — теоретическая зависимость; Б — зависимость для конкретной колонны

$$\sigma(t) = E(t)\varepsilon(t) - E(t) \int_{t_0}^t \varepsilon(\tau)R(t, \tau)d\tau \tag{13}$$

Для нагрузки промежуточной длительности уравнение прямой 3 на рис. 3 может быть записано как $AE(t)\varepsilon_c(t) + \sigma_{01}$, где $\varepsilon(t) = \varepsilon_c(t) + \varepsilon_{01}$, где $\varepsilon_c(t)$ — относительная деформация, отсчитываемая от точки 0_1 ; ε_{01} — отрицательная величина; A — постоянная, зависит от армирования элемента из бетона с начальным модулем $E(t)$. Тогда выражение (13) примет вид

$$\sigma(t) = AE(t)(\varepsilon(t) - \varepsilon_{01}) + \sigma_{01} - BE(t) \int_{t_0}^t \varepsilon(\tau)R(t, \tau)d\tau \tag{14}$$

В этом выражении B — постоянная, позволяющая учесть отличия в развитии релаксации напряжений в бетоне и в железобетоне, причем величины A и B будут различными на разных интервалах зависимости на рис. 2.

Вывод уравнения изгиба выполняется по правилам строительной механики [5]: записываются уравнения равновесия внешних и внутренних сил и моментов в сечении, затем в эти уравнения подставляется выражение для напряжения (14), осуществляется переход от деформаций к кривизне, далее используется дифференциальная зависимость между прогибом и кривизной. После преобразований уравнение принимает для симметричного сечения вид

$$AE(t)(\kappa_{01} - \kappa(t))(J - y_0(t)S) - M_{01} + BE(t) \int_{t_0}^t \kappa(\tau)(J - y_0(\tau)S)R(t, \tau)d\tau = -M \tag{15}$$

При условии, что продольная ось проходит через центр тяжести сечения, то выражение (15) принимает вид:

$$AE(t)J(\kappa_{01} - \kappa(t)) - M_{01} + BE(t)J \int_{t_0}^t \kappa(\tau)R(t, \tau)d\tau = -M \tag{16}$$

В уравнениях (15), (16) произведение $AE(t)$ представляет собой касательный модуль упругости приведенного материала для данного участка диаграммы деформирования. Величина $(\kappa(t) - \kappa_{01})$ задает сдвиг координат по горизонтальной оси. Величины A и B определяются из условия удовлетворения опытным данным или результатам расчета M и κ по методике СП для кратковременной или длительной нагрузки на каждом кусочно-линейном отрезке.

Если в уравнении (16) заменить кривизну второй производной прогиба и дважды продифференцировать получившееся уравнение по x , а в величине изгибающего момента выделить составляющую от продольных и поперечных сил, записанных в виде $M(x, t) = M_q(x, t) + Nv(x, t)$, то получим

$$A \frac{\partial^4 v(x, t)}{\partial x^4} - B \int_{t_0}^t \frac{\partial^4 v(x, \tau)}{\partial x^4} R(t, \tau)d\tau - \frac{N}{E(t)J} \frac{\partial^2 v(x, t)}{\partial x^2} = \frac{1}{E(t)J} \frac{\partial^2}{\partial x^2} M_q(x, t). \tag{17}$$

Уравнения (16) и (17) были использованы для численных исследований деформирования опытных образцов железобетонных колонн и балок, испытанных в разное время разными специалистами. Сравнение с опытными данными подтвердило высокую точность разработанного метода.

Большой раздел проведённых теоретических исследований был посвящён устойчивости железобетонных конструкций при наличии ползучести и трещинообразования [4], [6], [7], [10]. Одним из наиболее существенных результатов в этой работе явилась разработка новой концепции устойчивости. Современные постановки задачи устойчивости чрезмерно формальны. Это приводит к непониманию сути явления специалистами разных областей, в том числе специалистами в области строительной механики и в области железобетона. В свою очередь, непонимание сути явления привело и приводит к ошибкам в проектировании. В отношении железобетона формулировка задачи устойчивости осложняется нелинейной зависимостью между напряжениями и относительными деформациями в материале, а также явлением ползучести. В этих условиях некоторые предпосылки и приёмы из классической теории устойчивости не могут быть применены непосредственно. Поэтому была сформулирована концепция устойчивости не математически и не с энергетической позиции, а исходя из принципа равновесия усилий в сечении элемента [4]. Это позволяет прояснить суть протекающего процесса в железобетонной конструкции и объяснить некоторые расчётные положения, труднообъяснимые с позиции классической теории.

Предложенная постановка задачи может быть сформулирована следующим образом:

Конструкция является устойчивой при продольном изгибе, когда в процессе приращения поперечных деформаций под воздействием влияния поперечных усилий или возмущающих воздействий приращение внутренних усилий происходит таким образом, что уравнивает приращение усилий от внешней нагрузки (продольной и поперечной). Если скорость роста внутренних усилий отстает от скорости роста усилий от внешних воздействий, то конструкция неустойчива.

Предложенная постановка задачи устойчивости названа инженерной, она полностью согласуется с известными постановками как в принципиальном отношении, так и математически и справедлива как для конструкций из линейных материалов, так и из нелинейных. В отношении деформирования железобетонного элемента она позволяет проследить влияние ползучести на устойчивость, а также строго обоснованно получить из уравнения деформирования (17) уравнение устойчивости

$$AE(t)J \frac{\partial^4 v(x,t)}{\partial x^4} - BE(t)J \int_{t_0}^t \frac{\partial^4 v(x,\tau)}{\partial x^4} R(t,\tau) - N(t) \frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial x^2} = 0 \quad (18)$$

Общее решение уравнения (18) было построено в виде

$$v(x,t) = F_0(t) + F_1(t)x + F_2(t) \sin \frac{n\pi x}{l} + F_3(t) \cos \frac{n\pi x}{l} \quad (19)$$

Функции I , x , $\sin(n\pi x/l)$, $\cos(n\pi x/l)$ определяют форму изгиба стержня при потере устойчивости, а функции $F_i(t)$ определяют изменения этой формы во времени.

Рассмотрим решение задачи устойчивости на примере стержня с шарнирными граничными условиями; тогда

$$v(x,t) = F(t) \sin \frac{n\pi x}{l} \quad (20)$$

Подставляем решение (19) в уравнение (18) и делим его на $\sin(n\pi x/l)$:

$$A \left(\frac{n\pi}{l} \right)^4 F(t) - B \left(\frac{n\pi}{l} \right)^4 \int_{t_0}^t F(\tau) R(t,\tau) d\tau + \frac{N(t)}{E(t)J} \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 F(t) = 0 \quad (21)$$

Обозначим Эйлерову критическую силу как $|N_3| = (E(t)J(n\pi)^2)/l^2$ и получим из уравнения (21) выражение для критической силы

$$N = N_3(t) \left[A - B \frac{1}{F(t)} t \int_{t_0}^t F(\tau) R(t, \tau) dt \right] \quad (22)$$

В формуле для Эйлеровой критической силы левая часть принята по абсолютному значению, так как сжимающие силы были приняты отрицательными. В качестве модуля упругости (в величине N_3) принимается начальный модуль упругости бетона в возрасте t .

Формула (22) отличается простотой и имеет ясный физический смысл.

Были проведены численные исследования предложенных выражений [7] и выполнено сравнение результатов с опытными данными. В качестве экспериментальных данных использовались результаты длительных испытаний гибких колонн, приведенные в докторской диссертации Е.А. Чистякова. При этом получено хорошее совпадение результатов. Также был выявлен интересный факт: один из образцов, который, как считалось ранее, разрушился из-за недостатка длительной прочности, в действительности разрушился вследствие потери устойчивости, причём хорошее совпадение было получено как по величине критической силы, так и по времени наступления потери устойчивости.

Подводя итог проведённых исследований, можно выделить наиболее существенные достижения.

1. Выполнены исследования точности выражения меры ползучести бетона, широко применяемого на практике; предложено уточнение, повышающее его точность.
2. Предложен более точный способ построения ядра релаксации через ядро ползучести и меру ползучести, удовлетворяющий основным уравнениям теории ползучести.
3. Выполнен вывод уравнения изгиба стержня под воздействием продольных и поперечных нагрузок с учетом ползучести материала и трещинообразования для нагрузки, изменяющейся во времени произвольным образом. Получено инженерное решение предложенного уравнения изгиба.
4. Предложена новая – инженерная – постановка задачи устойчивости. Такая постановка задачи не противоречит классическим постановкам, но позволяет лучше учесть особенности работы конструкций из нелинейного ползучего материала.
5. Получено решение задачи устойчивости железобетонного стержня с учетом ползучести бетона и трещинообразования.

В настоящее время проводятся широкие экспериментальные исследования ползучести бетонных образцов при 3-осном сжатии. Исследования ещё не завершены. Но в рамках данной работы уже подготовлена новая методика создания 3-осного сжатия. Первые результаты, полученные в этих испытаниях, оказались новыми и даже неожиданными, хотя их еще предстоит детально обработать.

Библиографический список

1. *Александровский С.В.* Ползучесть и усадка бетона и железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1976.
2. *Александровский С.В.* Экспериментальные исследования ползучести бетона и железобетонных конструкций / С.В. Александровский, П.И. Васильев. – М.: Стройиздат, 1976. — С. 90-152.
3. *Арутюнян Н.Х.* Некоторые вопросы теории ползучести. – М.: Гостехиздат, 1952.
4. *Крылов С.Б.* Новая постановка задачи устойчивости / С.Б. Крылов, П.Д. Арленинов // Бетон и

железобетон. — 2007. — №5. — С. 23-25.

5. *Крылов С.Б.* Уравнение изгиба стержня при кусочно-линейном законе деформирования ползучего материала / С.Б. Крылов, П.Д. Арленинов // *Строительная механика и расчет сооружений.* — 2013. — №3. — С. 6-9.

6. *Крылов С.Б.* Инженерный подход к решению задачи об изгибе упруго-ползучего стержня / С.Б. Крылов, П.Д. Арленинов // *Строительная механика и расчет сооружений.* — 2013. — №2. — С. 9-11.

7. *Арленинов П.Д.* Численное исследование влияния ползучести на критическую силу в сжато-изогнутых элементах. / Челябинск, ЮУрГУ: IV Международный симпозиум «Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений». Сб. тезисов APSCE – 2012. — С.135-136.

8. *Крылов С.Б.* Совершенствование существующих математических выражений для характеристик ползучести / С.Б. Крылов, П.Д. Арленинов / Санкт Петербург: Международная конференция «Проблемы долговечности зданий и сооружений в современном строительстве». Сборник трудов МКДЗК-07 – 2007.

9. *Крылов С.Б.* Проверка совместимости уравнений линейной теории ползучести и предложение ряда более точных зависимостей / С.Б. Крылов, П.Д. Арленинов // Москва. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко: Международная конференция «Актуальные проблемы исследований по теории расчета сооружений». Сборник научных статей в двух частях. Часть 2 – 2009. — С. 245-252.

10. *Крылов С.Б.* Критическая сила для железобетонных стержневых элементов / С.Б. Крылов, П.Д. Арленинов // *Academia. Архитектура и строительство.* – 2012. — №2. — С. 136-138.

11. *Прокопович И.Е.* Основы прикладной линейной теории ползучести. Киев: Вища школа, 1978.

12. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1988. — С. 5-15.

Авторы:

Сергей Борисович КРЫЛОВ, д-р техн. наук, член-корреспондент РААСН, заместитель заведующего лабораторией инженерных методов исследования железобетонных конструкций НИИЖБ им. А.А Гвоздева АО «НИЦ «Строительство, Москва

Sergey KRYLOV, Doctor of Engineering, corresponding member of RAASN, Deputy Head of the laboratory of engineering research methods of reinforced concrete structures of NIIZHB named after A.A. Gvozdev JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: niizhb_lab8@mail.ru

тел.: +7 (499) 174-74-07

Пётр Дмитриевич АРЛЕНИНОВ, канд. техн. наук, ведущий научный сотрудник лаборатории инженерных методов исследования железобетонных конструкций НИИЖБ им. А.А Гвоздева АО «НИЦ «Строительство, Москва

Peter ARLENINOV, Ph.D. in Engineering, Leading Researcher laboratory of engineering research methods of reinforced concrete structures of NIIZHB named after A. A. Gvozdev JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: niizhb_lab8@mail.ru

тел.: +7 (499) 174-74-07

ФОРМИРОВАНИЕ СОВРЕМЕННОЙ ОТЕЧЕСТВЕННОЙ НОРМАТИВНОЙ БАЗЫ В ОБЛАСТИ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

FORMATION OF THE MODERN RUSSIAN REGULATORY BASE IN THE FIELD OF CON- CRETE AND REINFORCED CONCRETE

С. А. ЗЕНИН, канд. техн. наук

Приводится история формирования современной российской нормативной базы в области проектирования конструкций из бетона и железобетона, начиная от истоков создания первых нормативных документов и до действующего в настоящее время СП 63.13330. Описывается развитие методов расчета и конструирования бетонных и железобетонных конструкций, приводимых в нормативной базе. Рассмотрены проблемы существующей нормативной базы по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, предложены пути их решения. Сформулированы основные направления исследований и дальнейшего развития нормативной базы в области бетона и железобетона.

The history of formation of the modern Russian regulatory base in the field of design of structures from concrete and reinforced concrete is given, beginning from sources of creation of the first normative documents to acting now SP 63.13330. Development of methods of calculation and designing of the concrete and reinforced concrete constructions given in the regulatory base is described. Problems of the existing regulatory base on design of concrete and reinforced concrete constructions are considered, ways of their solution are proposed. The main directions of researches and further development of the regulatory base in the field of concrete and reinforced concrete are also offered.

Ключевые слова:

бетон, железобетон, нормативный документ, методы расчета, конструирование

Key words:

Concrete, reinforced concrete, normative document, calculation methods, designing

Как известно, зарождение железобетона обычно относят к 1850-1855 гг. и связывают с именами французов Ламбо и Монье и англичанина Уилкинсона.

Несколько позже железобетон начал применяться и в России – в 70-х годах XIX века инженер Жаринцев выполнил ряд конструкций из железобетона, хотя исследования покрытий Царскосельского дворца показали, что русские мастера ещё в 1802 г. применяли армированный бетон, однако не считали, что получили новый строительный материал, и не патентовали его.

С целью освоения нового в то время вида материала для несущих конструкций российские ученые и инженеры с середины второй половины XIX века начали проводить различные систематичес-

кие экспериментальные и теоретические исследования, а также предлагать способы расчета и конструирования зданий и сооружений. В числе таких людей следует отметить профессора Артура Фердинандовича Лолейта. Под его руководством были построены многочисленные здания и сооружения из железобетона. Кроме того, он публиковал ряд работ, посвященных применению, проектированию и расчету железобетонных конструкций, в частности, «Курс железобетона для строительных техникумов. Основы теории и проектирования», выпущенный в 1925 г. [1]. Работы А.Ф. Лолейта оказали прямое влияние на развитие в СССР норм по проектированию железобетонных конструкций.

В 1925 г. в Госплан СССР поступил на отзыв проект «Технических условий и норм проектирования и возведения железобетонных сооружений для гор. Москвы и Московской губернии», разработанный Управлением Московского Губернского Инженера при участии большинства московских специалистов по железобетону. В этих нормах Губинжа расчет железобетонных конструкций предполагался по методу допускаемых напряжений, широко применявшемуся в то время.



Рис. 1. Временные технические условия и нормы проектирования и возведения железобетонных сооружений», 1926 г.

В 1926 г. Бюро нормирования Госплана СССР переработало нормы Губернского инженера 1925 г. и выпустило «Временные технические условия и нормы проектирования и возведения железобетонных сооружений» [2] (рис. 1). Структура норм состояла из четырех разделов и трех приложений. В первом разделе приведены общие положения. Второй раздел содержал методы расчета и проектирования железобетонных сооружений. Третий раздел был посвящен методам возведения железобетонных сооружений. В четвертом разделе содержались указания по испытаниям материалов и готовых сооружений. Нормы устанавливали более высокие требования к ответственным сооружениям, и более пониженные требования — к сооружениям массового строительства. Для этого введено деление зданий и сооружений на три класса: 1-й класс — особо монументальные сооруже-

ния, электроцентралы, дворцы труда, памятники революции; 2-й класс — утилитарно-капитальные сооружения; 3-й класс — удешевленное строительство. В соответствии с классом сооружения установлена градация технических требований к запасам прочности, выбора материалов и других технических условий. Также введена классификация бетона на пять марок, соответствующих величинам временного сопротивления сжатию: 200 кг и выше, 180, 140, 100 и 80 кг и ниже. Так же, как и в нормах Губинжа 1925 года, расчет железобетонных конструкций предписывалось выполнять методом допускаемых напряжений с применением гипотезы о пропорциональности между напряжениями и деформации. Кроме того, учитывались основные предпосылки расчета, применяемые на сегодняшний день: гипотеза плоских сечений и работа бетона на растяжение не учитываются.

Спустя год, в 1927 г. в СССР был основан Государственный институт сооружений (ГИС), затем переименованный в ВИС (Всесоюзный государственный научно-экспериментальный институт гражданских, промышленных и инженерных сооружений), ЦНИПС (Центральный научно-исследовательский институт промышленных сооружений), ЦНИИСК (Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций), НИИЖБ (Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона). После организации ГИС в нем

сосредоточились основные опытные и теоретические исследования в области железобетона.

В 1928 г. Комиссия по строительству при СТО поручила А.Ф. Лолейту составить проект новых технических условий и норм на основе отзывов ведомств и учреждений, полученных в разное время на первоначальный проект норм, составленный Бюро нормирования Госплана СССР в 1926 г.

Проект был издан в 1929 г. под названием «Технические условия и нормы проектирования и возведения бетонных и железобетонных сооружений» (ТУиН), разослан специалистам и организациям на отзыв, а в апреле 1930 г. вынесен на обсуждение Первой Всесоюзной конференции по бетону и железобетону в Москве. На этой конференции с докладом «Новый проект норм» выступил А.Ф. Лолейт.

Центральным пунктом прений, развернувшихся на конференции вокруг проекта ТУиН, была гипотеза французского ученого Консидера, на которую А.Ф. Лолейт опирался ещё в ранних своих работах. Принятие этой гипотезы в корне меняло построение формул для расчета прочности изгибаемых элементов. Взамен общепринятой гипотезы о пропорциональности между напряжениями и деформациями предполагалось, что распределение напряжений в сечении очерчивается некоторой ломаной. Таким образом, первые трещины в растянутой зоне бетона ожидалось не тогда, когда крайнее волокно получит предельное удлинение, а тогда, когда такое удлинение будет достигнуто волокном, отстоящим от крайнего на некоторую величину. Но в резолюции по докладу было сказано: «Положенную в основу новых норм гипотезу Консидера о текучести бетона отвергнуть как недостаточно подтвержденную экспериментальными исследованиями. В связи с этим нормы переработать, выделив для этого комиссию в следующем составе...».

К 1930 г. были уже известны опровергающие Консидера опыты, но появились и новые, подтверждающие гипотезу. С другой стороны, А.Ф. Лолейтом была показана полная условность определения напряжений в арматуре и бетоне на основе предпосылок классической теории. Классическая теория железобетона – расчет по допускаемым напряжениям — при всех ее недостатках обладала одним хотя и сомнительным для любой теории преимуществом, позволившим ей просуществовать в ряде стран до совсем недавнего времени: она давала уверенность в том, что действительный запас прочности в конструкциях, рассчитанных по формулам классической теории, превышает расчетный. Снижение запасов прочности, продиктованное требованиями экономики и разрешенное углублением знаний, можно было бы рассматривать как некоторое усовершенствование классической теории. Но в действительности снижение запасов прочности ещё сильнее подчеркнуло дефектность теории, так как чем меньше запасы прочности, тем выше должна быть точность расчетов.

В итоге в 1931 г. Государственным институтом сооружений (ГИС) был разработан первый обязательный всесоюзный нормативный документ в области железобетона: «Железобетонные и бетонные конструкции и сооружения. Технические условия и нормы проектирования и возведения» [3] (рис. 2). Этот документ был разработан комиссией под председательством Семена Захаровича Гинзбурга, в которую входили профессор Николай Михайлович Беляев, Всеволод Михайлович Келдыш, Артур Фердинандович Лолейт, Петр Леонтьевич Пастернак и другие талантливые инженеры и ученые.

Документ состоял из четырех разделов и двух приложений. Первый раздел был посвящен общим положениям и экономике, второй – определению внутренних напряжений, подбору сечений и конструированию элементов, третий – техническим условиям на производство бетонных и железобетонных работ, четвертый – инструкции по проек-



Рис. 2. Обложка норм «Железобетонные и бетонные конструкции и сооружения. Технические условия и нормы проектирования и возведения», 1931 г.

тированию состава бетона и контролю качества бетона на производстве. В приложения вошли временные технические условия на производство бетонных и железобетонных работ в зимнее время и инструкция по производству испытаний железобетонных конструкций и сооружений. Авторы этих норм стремились в максимальной степени использовать последние достижения техники, чтобы способствовать ускорению и удешевлению строительства.

Следует отметить, что в авторский коллектив данного документа вошел инженер Алексей Алексеевич Гвоздев (рис. 3), ставший впоследствии одним из блестящих специалистов в области железобетона; его имя носит сейчас НИИЖБ. Именно А.А. Гвоздев способствовал развитию отечественной нормативной базы в области проектирования железобетонных конструкций. Он проработал в ГИС-НИИЖБе почти 60 лет, из которых более 50 лет руководил лабораторией железобетонных конструкций, впоследствии – центральной лабораторией теории железобетона и арматуры. Под его руководством в начале 30-х годов XX века была создана первая экспериментальная база для проведения испытаний железобетонных конструкций в натуральную величину.

Именно благодаря А.А. Гвоздеву в начале 30-х годов советская наука в области железобетона получила большой импульс для своего развития, включая разработку нормативных документов.



**Рис. 3. Алексей Алексеевич Гвоздев
(1897-1986)**

На основе накопленного экспериментального материала по изучению элементов и стыков сборных конструкций и опыта их проектирования лаборатория А.А. Гвоздева в 1933 г. разработала «Временную инструкцию по сборным железобетонным конструкциям» [4], весьма актуальную на тот момент. В этом документе были приведены рекомендации по расчету и конструированию основных представителей несущих конструкций из сборного железобетона, а также узлов их сопряжений, наиболее эффективные конструктивные схемы зданий различного назначения, были рекомендованы новые для того времени фундаменты стаканного типа. В качестве основных вертикальных несущих конструкций одноэтажных промзданий рекомендовались сборные колонны Т-образного типа. Также в инструкции рекомендовались сварные соединения арматуры и стыки с опрессовкой муфт, тонкостенные сечения балочных и плитных элементов, балки переменного сечения

и многие другие новаторские на тот момент решения. В разделах, касающихся изготовления и монтажа сборных конструкций, приводились данные по новым прогрессивным методам производства, получавшим развитие в те годы: формование с вибрацией, вызревание с пропариванием и электропрогревом, монтаж с применением башенных кранов.

А.А. Гвоздев, развивая экспериментальную деятельность своей лаборатории по исследованию железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов с различными видами арматуры, уделял много внимания развитию общей теории железобетона. Вначале опытным путем была подтверждена идея А.Ф. Лолейта по переходу к расчету по стадии разрушения. Затем началась систематическая разработка теории расчета по трем предельным состояниям, как тогда было принято считать: по несущей способности, по деформациям (перемещениям) и по образованию или раскрытию трещин.

Результатом такой деятельности лаборатории явилась разработка в 1938 г. проекта норм расчета железобетонных конструкций по стадии разрушения [5], который в 1942 г. был утвержден как нормы военного времени.

С началом Великой Отечественной войны нормальная работа ЦНИПСа была нарушена. Однако

под руководством А.А. Гвоздева в это время были разработаны также Нормы проектирования и строительства железобетонных оборонительных сооружений и Указания по проектированию и применению бетонных и железобетонных конструкций в условиях военного времени.

После войны одним из знаковых результатов продолжения исследований по совершенствованию теории железобетона является работа «Введение в теорию расчета конструкций по предельному состоянию» [6], опубликованная в 1948 г. под редакцией д. т. н., проф. В.М. Келдыша, в которой также участвовал А.А. Гвоздев. Эта работа основана на результатах многолетних экспериментальных и теоретических разработок.

Можно сказать, что в указанной монографии были окончательно закреплены основные предпосылки и необходимость перехода от метода расчета железобетонных конструкций по допускаемым напряжениям к методу расчета по разрушающим усилиям, который был развит в методе расчета по предельным состояниям. Были затронуты основные вопросы теории железобетона: прочность, жесткость и трещиностойкость. Накопленный опыт позволил также показать, насколько метод допускаемых напряжений несовершенен по сравнению с методом разрушающих усилий. В этой работе А.А. Гвоздевым сформулирован вывод, который, по сути, является на сегодняшний день основным принципом расчета железобетонных конструкций как у нас в стране, так и за рубежом: «Расчет железобетонных конструкций должен строиться, исходя из “предельных состояний”, выбор которых определяется условиями службы сооружения. Различным “предельным состояниям” должны отвечать наиболее соответствующие им расчетные схемы».

Спустя год, в 1949 г, выходят в свет два нормативных документа (рис. 4), разработанные ЦНИП-Сом: Нормы и технические условия проектирования железобетонных конструкций (НиТУ-3-49) [7] и Нормы и технические условия проектирования бетонных конструкций (НиТУ-4-49) [8].

Наибольший интерес представляют нормы по железобетону НиТУ-3-49, которые содержат 48 страниц и состоят из пяти разделов: 1. Определение и область применения, 2. Материалы, 3. Основные расчетные положения, 4. Основные указания по конструированию и 5. Расчет и конструирование основных элементов. Нормы распространялись на железобетонные конструкции промышленных и гражданских зданий и сооружений из обычного (тяжелого) и легкого бетонов.

В указанных нормах введена новая система расчетных характеристик бетона (по маркам), при чем расширен параметрический ряд марок бетонов до 12 – от М50 до М600, даны требования к арматурному прокату. В качестве основных прочностных характеристик материалов приведены расчетные сопротивления. Следует отметить, что основные расчетные требования опираются на метод расчета сечений по разрушающим усилиям. Коэффициенты запаса принимаются едиными в зависимости от отношения усилия от временной нагрузки к усилию от постоянной нагрузки с учетом вида

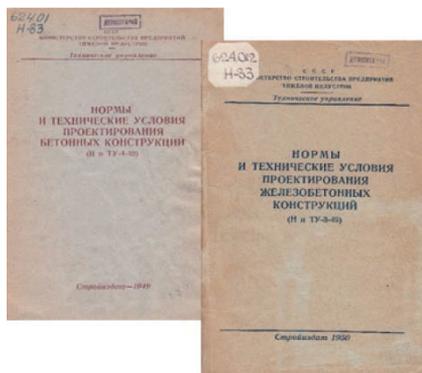


Рис. 4. Обложки норм и технических условий проектирования бетонных и железобетонных конструкций 1949-1950 гг.

Таблица 2(2)

Коэффициенты запаса

№ п/п	Комбинация воздействий	Отношение $T_{ст}/T_{в}$	Причины разрушения	
			в колоннах, опорах и арках	в остальных элементах конструкций
1	Основные	До 2,0	2(1,85)	1,8
		Больше 2,0	2,2(2,0)	2,0
2	Основные и дополнительные	До 2,0	1,8	1,6
		Больше 2,0	2,0	1,8
3	С учетом особых воздействий	При любом отношении	1,6	1,5

Примечания. 1. Для центрально-сжатых элементов сечением менее 30x30 см или диаметры менее 30 см, а также для внецентренно-сжатых элементов с большей стороной сечения менее 30 см все коэффициенты запаса, указанные в табл. 2(2), соответственно увеличиваются на 25%.

Рис. 5. Коэффициенты запаса согласно нормам НиТУ-3-49

разрушения (растяжение или сжатие) и вида конструкции (рис. 5).

В конструктивных требованиях содержатся указания по анкеровке арматуры, устройству отгибов и стыков арматуры, по назначению защитных слоев бетона и расстояний между стержнями. В разделе 5 содержатся конкретные расчетные зависимости для выполнения расчетов по прочности центрально сжатых и внецентренно сжатых элементов с учетом продольного изгиба, причем приведены данные для учета косоугольного внецентренного сжатия. Также показаны зависимости для расчетов по прочности и трещиностойкости изгибаемых элементов любой симметричной формы поперечного сечения, а также таврового сечения. Кроме того, имеется раздел, посвященный расчету элементов, работающих на кручение и изгиб с кручением. Все методики расчетов также сопровождаются детальными указаниями по конструированию элементов, причем как сборных, так и монолитных. Следует отметить, что указания по преднапряженным конструкциям в НиТУ-3-49 отсутствуют.

Благодаря непрерывающимся теоретическим и экспериментальным исследованиям нормативные документы 1949 г. были основательно дополнены и расширены. Результатом этого стал выпуск в 1955 г. Норм и технических условий проектирования бетонных и железобетонных конструкций (НиТУ 123-55) [9], разработанных также ЦНИПСом. В этих нормах указания по проектированию бетонных и железобетонных конструкций были объединены в один документ (рис. 6). Объем документа составил 108 страниц, число разделов также возросло до 11. Требования к материалам более детализированы и выделены в отдельные главы для бетона и для арматуры. Для конструктивных бетонов дано разделение по маркам и с учетом вида бетона: легкие и тяжелые. Введено понятие степени морозостойкости бетона, а также сформулированы требования к составу бетонов.

Отдельно следует отметить указания по определению характеристик бетона и арматуры. Впервые введено разделение прочностных характеристик на нормативные и расчетные значения. Расчетные значения сопротивлений бетона определяются делением нормативных значений на соответствующие коэффициенты однородности. Для арматуры приведены соответствующие нормативные и расчетные значения сопротивлений, при этом впервые учтен вид ее работы в конструкции (растяжение или сжатие).

Нормативным документом предписывалось выполнять расчеты конструкций по несущей способности (прочности и устойчивости), по деформациям, а также по образованию или раскрытию трещин. Расчеты по прочности предусмотрены по-прежнему — методом разрушающих усилий. При этом по сравнению с нормами 1949 г. коэффициенты запаса не общие, а дифференцированные и принимаются в виде коэффициентов условий работы для бетона и арматуры с учетом вида конструкции, ее работы и других факторов.

В нормах впервые приведены предельно допустимые значения прогибов изгибаемых конструкций, а также ширина раскрытия трещин (пока только одно значение – 0,2 мм). Также впервые принято разделение нагрузок на расчетные и нормативные и учет этого при расчете по прочности, трещиностойкости и деформациям. Кроме того, указывается, что деформации конструкций следует определять с учетом неупругой работы бетона. Впервые введен расчет изгибаемых элементов по наклонным сечениям на действие изгибающего момента и по поперечной силе. Расчетам по деформациям посвящен отдельный раздел. В этом разделе указана необходимость учета жесткости элемен-



Рис. 6. Нормы НиТУ 123-55

та при расчете по деформациям и приведены соответствующие зависимости для определения жесткостей элементов с учетом длительности действия нагрузок, упругопластических моментов сопротивления. Также впервые приведена методика по расчету образования и раскрытия трещин: ширина раскрытия трещин определяется по формуле Мурашева

$$a_T = \psi \frac{\sigma_a}{Ea} l_T. \quad (1)$$

Отдельные разделы норм посвящены конструктивным требованиям к бетонным и железобетонным конструкциям, а также указаниям по конструированию элементов. Эти разделы по сравнению с аналогичными разделами норм 1949 г. весьма расширены и дополнены благодаря многочисленным экспериментам и практике проектирования и строительства.

Следует отметить, что проектирование предварительно напряженных конструкций по-прежнему предусматривалось по отдельному документу – Инструкции по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций.

Исследования в области железобетона продолжались, и следующим этапом в создании нормативной базы в области железобетона стали Строительные Нормы и Правила, разработанные НИИЖБ совместно с ГИПРОТИСом и вошедшие в действие в январе 1963 г.: глава СНиП II-V.1-62 Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования [10]. Нормы состоят из 13 разделов и трех приложений. По сути это несколько усовершенствованная редакция НиТУ 123-55. При этом имеет место также много интересных нововведений. В частности, коэффициенты условий работы стали применяться при определении расчетных значений сопротивлений бетона и арматуры, а не в расчетных зависимостях, введены классы арматурной стали с учетом способа ее производства, которые существовали вплоть до конца XX века. Даны рекомендации по применению арматурных сталей в различных случаях. Также впервые приведены указания по расчету конструкций на выносливость. Однако основным нововведением можно назвать разделение расчетов конструкций на выполняемые по трем предельным состояниям: 1-е предельное состояние (по прочности и по выносливости), 2-е предельное состояние (по деформациям), 3-е предельное состояние (по образованию и по раскрытию трещин).

Кроме того, в СНиП II-V.1-62 введены положения по расчету конструкций с напрягаемой арматурой. Для таких конструкций предложены три категории трещиностойкости, приведены указания по определению потерь предварительного напряжения, а также расчету таких конструкций.

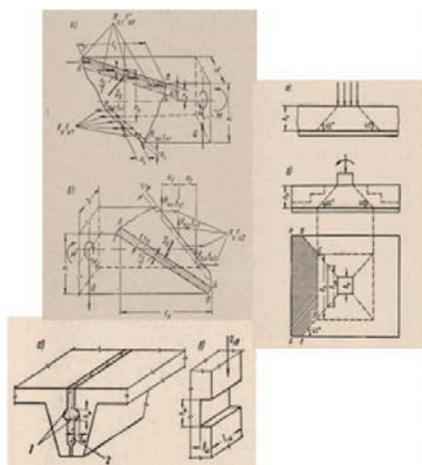


Рис. 7. Отдельные иллюстрации к новым расчетным методикам СНиП II-V.1-62 (кривление, продавливание, шпонки)

Для таких конструкций предложены три категории трещиностойкости, приведены указания по определению потерь предварительного напряжения, а также расчету таких конструкций. В части предельно допустимых величин для расчетов по 2-й группе также внесены изменения по предельным величинам прогибов, а также впервые введены дифференцированные значения предельно допустимой ширины раскрытия трещин, варьирующихся от 0,1 до 0,3мм. Для конструкций колонн существенно расширены возможности по определению их расчетных длин с учетом различных условий закрепления и условий работы.

В части расчетных методик в СНиП II-V.1-62 также введено много нового (рис. 7). Предложена расчетная модель для расчета нормальных сечений изгибаемых элементов при косом изгибе. Также разработана методика расчета нормальных

сечений изгибаемых элементов кольцевого сечения. Претерпел изменение расчет наклонных сечений – расчетные требования существенно дополнены, включая учет преднапряжения, переменной высоты балок, различных форм сечений и двухосного действия поперечных сил. Для внецентренно сжатых элементов разработаны методика расчета элементов кольцевого сечения и расчетная модель для косоугольного внецентренного сжатия. Откорректирована методика учета продольного изгиба внецентренно сжатых элементов. Отдельно следует отметить серьезную проработку вопроса расчета элементов на кручение: впервые разработана и введена методика расчета элементов на кручение с изгибом по пространственным сечениям. Кроме того, впервые введена методика расчета плоских плит на продавливание. В первый раз приведены методики расчета закладных деталей и расчета бетонных шпонок.

Методика расчета конструкций по деформациям в СНиП II-V.1-62 также существенно откорректирована. Введено понятие полных деформаций, зависящих от длительности действия нагрузок, приведена методика расчета момента образования трещин. Кроме того, дополнена методика по расчету ширины раскрытия трещин в части определения напряжений в растянутой арматуре, по учету влияния продольной силы, по определению расстояния между трещинами. Сама ширина раскрытия трещин определяется с учетом длительности действия нагрузок. Следует отметить, что впервые введена методика определения ширины наклонных трещин.

Конструктивные требования, приведенные в СНиП II-V.1-62, также существенно дополнены и расширены по сравнению с НиТУ 123-55. Впервые введена таблица с минимально допустимыми процентами армирования для отдельных видов конструкций с учетом марок бетона (в НиТУ 123-55 дано минимальное содержание арматуры в зависимости от марки стали и бетона). Введен подраздел, касающийся проектирования стыков сборных конструкций, что весьма актуально на тот момент.

Этот весьма революционный для своего времени документ в 1970 г. претерпел некоторые изменения (уточнение общих положений, расширение сортамента арматурного проката, учет выносливости, конструктивные требования и т.п.) и был издан как СНиП II-V.1-62* [11].

Новый документ действовал до 1975 г., когда, учитывая имеющиеся достижения науки и техники, был выпущен СНиП II-21-75 Бетонные и железобетонные конструкции [12]. Этот нормативный документ был разработан НИИЖБом и ЦНИИПромзданий с участием достаточного большого числа научно-исследовательских и проектных институтов и введен в действие в январе 1977 г.

По своему содержанию СНиП 1975 г. содержит только 5 глав и 6 приложений. Это связано в первую очередь с самым основным изменением – полным переходом с метода расчета по разрушающим усилиям на метод расчета по предельным состояниям. Следует отметить, что указанный метод применяется и сейчас, причем не только для железобетонных конструкций, но и для конструкций из других материалов. Кроме того, такой метод взят за основу во многих зарубежных нормах (например, Eurocode 2 [13]).

Первая глава СНиП 1975 г. содержит основные положения, основные расчетные требования и дополнительные требования по расчету преднапряженных конструкций. Среди существенных изменений следует отметить уже упомянутое указание по обеспечению требований расчетов по предельным состояниям двух групп. Расчет по предельным состояниям первой группы должен обеспечивать конструкции от разрушения (прочностной расчет), от потери устойчивости формы или положения, от усталостного разрушения, от разрушения под совместным действием силовых факторов и от неблагоприятных влияний внешней среды. Расчет по предельным состояниям второй группы должен обеспечивать конструкции от образования трещин и их чрезмерного раскрытия, от чрезмерных пере-

мещений (прогибов, перекосов и т.п.).

Также следует отметить введение 3-х категорий по трещиностойкости для всех видов конструкций (а не только для преднапряженных, как в СНиП 1962 г).

Кроме того, впервые вводится понятие случайного эксцентриситета для расчета по прочности бетонных и железобетонных конструкций на действие продольных сил, обусловленного неучтенными в расчете факторами.

Исключен подраздел, посвященный определению усилий в элементах статически неопределимых конструкций, часть его требований перенесена в остальные разделы нового СНиП.

Потери преднапряжения в конструкциях с напрягаемой арматурой получили окончательную классификацию на первые и вторые потери.

Также серьезные изменения претерпели указания к материалам бетонных и железобетонных конструкций – собственно к бетону и к арматуре. Впервые введена градация бетонов, которая используется в расчетных методиках и учитывается в конструктивных требованиях. Это тяжелые бетоны, бетоны на пористых заполнителях, ячеистый бетон, крупнопористый бетон и поризованный бетон. Впервые введены марки бетонов по морозостойкости и водонепроницаемости. Для различных условий работы конструкций даны рекомендации по назначению этих марок. Также впервые разработаны параметрические ряды бетонов по всем маркам в зависимости от их вида, при этом выросла максимальная марка по прочности для тяжелых бетонов (с М600 до М800).

В части нормативных и расчетных характеристик бетона также внесены серьезные изменения: в СНиП введены определения нормативной кубиковой прочности с учетом соответствующих коэффициентов вариации и нормативной призмной прочности бетона (рис. 8). Для определения расчетных сопротивлений бетона введена система коэффициентов безопасности при сжатии и растяжении. Приведены таблицы с расчетными значениями сопротивлений бетона на сжатие и растяжение для предельных состояний двух групп. Также упорядочена система коэффициентов условий работы бетона в конструкциях.

Для арматуры введена четкая градация по ее видам согласно имеющимся стандартам и рекомендации по ее применению в конструкциях. Также четко установлено, что в качестве нормативного сопротивления принимается предел текучести (физический или условный) и временное сопротивление разрыву. Кроме того, приведены табличные данные с нормативными значениями сопротивлений для основных видов стержневой и проволочной арматуры. Как и для бетона, расчетные сопротивления арматуры определяются с учетом коэффициентов безопасности и дополнительных коэффициентов условий работы.

Расчетные методики также претерпели некоторые изменения. Для бетонных конструкций исключен расчет прочности нормальных сечений центрально сжатых элементов. Учет продольного изгиба в методика расчета внецентренно сжатых бетонных элементов претерпел изменения и основан на явном применении формулы Эйлера для устойчивости стержня:

$$N_{кр} = \frac{6,4E_б}{l_0^2} \left[\frac{I}{k_{дл}} \left(\frac{0,11}{0,1 + t/k_H} + 0,1 \right) + nI_a \right] \quad (2)$$

Нормативная кубиковая прочность бетона принимается равной

$$R^k = \bar{R}(1 - 1,64v), \quad (11)$$

где \bar{R} — см. п. 2.2 настоящей главы;
 v — коэффициент вариации прочности бетона, принимаемый согласно табл. 10.

Нормативная призмная прочность бетона для основных видов бетона принята равной:

для тяжелого бетона, бетона на пористых заполнителях и поризованного

$$R_{пр}^n = R^k (0,77 - 0,0001\bar{R}), \quad (12)$$

но не менее 0,72 R^k ;

для ячеистого бетона

$$R_{пр}^n = R^k (0,95 - 0,0005\bar{R}). \quad (13)$$

Рис. 8. Выдержка из СНиП II-21-75 в части определения прочностных характеристик бетона

В расчете прочности нормальных сечений железобетонных изгибаемых и внецентренно сжатых элементов на действие продольных сил и изгибающих моментов введено понятие относительной высоты сжатой зоны и ее граничного значения, которые применяются на сегодняшний день и позволяют принимать оптимальные конструктивные решения. Учет продольного изгиба для расчета прочности нормальных сечений внецентренно сжатых железобетонных элементов также выполняется с применением формулы Эйлера для устойчивости стержня.

Отдельно следует отметить разработку методики расчета нормального сечения по прочности на действие изгибающих моментов и продольных сил по общему случаю – при любых сечениях, внешних усилиях и армировании (рис. 9).

Расчет наклонных сечений также выполняется на действие поперечных сил и изгибающих моментов, при этом соответствующий раздел несколько сокращен, в частности, исключены указания по расчету балок переменной высоты.

Был также усовершенствован расчет элементов на кручение. Теперь прочностной расчет выполняется для нескольких возможных схем расположения сжатой зоны пространственного сечения.

Расчеты по предельным состояниям второй группы включают в себя расчеты по образованию и раскрытию нормальных и наклонных трещин, а также по деформациям. При этом ширина раскрытия нормальных трещин теперь определяется по эмпирической формуле, учитывающей различные факторы: профиль, диаметр и содержание арматуры, вид работы элемента, напряжение в растянутой арматуре:

$$a_T = kc_D \eta \frac{\sigma_a}{E_a} 20(3,5 - 100\mu)^3 \sqrt{d}. \quad (3)$$

Введен новый расчет по закрытию трещин. Расчеты по деформациям также изменены. В расчете кривизны элементов приведены усовершенствованные методики, позволяющие учитывать наличие трещин в растянутой зоне или их отсутствие.

Конструктивные требования также дополнены и уточнены. Среди особенностей конструктивных требований следует отметить впервые введенную зависимость для расчета длины анкеровки ненапрягаемой арматуры, которая учитывает напряженное состояние окружающего бетона и анкеруемой арматуры, ее профиль.

На выпуске норм 1975 г. работа советских ученых и инженеров по исследованию железобетона не была остановлена. Результатом их плодотворной деятельности стал выход главы СНиП 2.03.01-84 [14], введенной в действие в 1986 г. Как и все прочие нормы СНиП 1984 г., эта глава разработана авторским коллективом НИИЖБ и ЦНИИПромзданий. Этот СНиП стал последним, выпущенным при непосредственном участии А.А. Гвоздева. Здесь собраны, по сути, все основные результаты деятельности советских ученых и инженеров, занимавшихся весь этот период теорией и практикой железобетона. Среди основных достоинств данного нормативного документа является то, что методики расчета и положения по конструированию, приведенные в нем, апробированы на практике, длившейся десятилетиями.

СНиП состоит из шести основных разделов и пяти приложений. Так же, как и нормы 1975 г.,

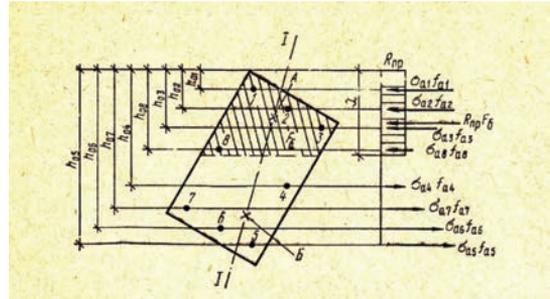


Рис. 9. К расчету нормального сечения по общему случаю на действие изгибающих моментов и продольных сил по СНиП II-21-75

СНиП 2.03.01-84 регламентирует проведение расчетов по методу предельных состояний. СНиП сохраняет многие положения норм предыдущего поколения, а в ряде случаев и дополняет их. Среди существенных изменений можно отметить переход от марок бетона по прочности на классы бетона. При этом параметрические ряды классов и марок существенно расширены. Введены дополнительные марки по средней плотности для легких, ячеистых и поризованных бетонов, а также марки бетонов по самонапряжению. Также был расширен параметрический ряд классов арматуры в связи с появлением новых производственных технологий. Коэффициенты безопасности при определении расчетных характеристик материалов стали именоваться коэффициентами надежности по материалам ввиду принятия единого полувероятностного метода с системой коэффициентов надежности в отечественной нормативной базе (рис. 10). Среди расчетных методик отличий немного: внесены отдельные корректировки в расчетные зависимости по расчету нормальных сечений. Однако для расчета наклонных сечений на действие поперечных сил предусмотрена необходимость выполнения расчетов не только по наклонной трещине, но и по наклонной полосе между наклонными трещинами:

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b h_0 \tag{4}$$

Методика расчета по наклонным сечениям также уточнена, предусмотрен учет влияния продольных сил.

В части методик расчетов по предельным состояниям второй группы там также внесены отдельные корректировки расчетных зависимостей (при расчете по трещинообразованию, ширине раскрытия наклонных трещин, определению прогибов).

Введен дополнительный раздел, касающийся указаний по расчету и конструированию железобетонных конструкций при реконструкции зданий и сооружений. В разделе приведены общие указания, а также указания по выполнению поверочных расчетов таких конструкций и их конструированию.

На этом СНиПе заканчивается эпоха советских нормативных документов по железобетону. СССР прекращает свое существование, и дальнейшую работу по развитию норм выполняют российские специалисты — А.С. Залесов, Е.А. Чистяков, Т.А. Мухамедиев, Н.И. Карпенко, И.К. Никитин, Э.Н. Кодыш и другие. Работа выполняется при острой нехватке финансирования в сложных условиях того времени. При этом к началу 2000-х гг. в российской нормативной базе назрели изменения — было принято решение о разделении норм на обязательные и добровольные (соответственно, СНиП и СП), причем в обязательных нормах было решено отразить минимальное число требований.

В итоге в 2003-2004 гг. выходит в свет несколько нормативных документов, разработанных НИИЖБом взамен СНиП 2.03.01-84. Основной — это СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения [15], а нормы добровольного применения — СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры [16] и СП 52-102-2004 Предварительно напряженные железобетонные конструкции [17].

СНиП 52-01-2003 представляет собой только основные положения по проектированию конструк-

Вид бетона	Коэффициенты надежности по бетону при сжатии и растяжении γ_{bc} и γ_{bt} для расчета конструкций по предельным состояниям			
	первой группы		второй группы	
	γ_{bc}	γ_{bt} при назначении класса бетона по прочности	γ_{bc} и γ_{bt}	
на сжатие		на растяжение		
Тяжелый, напрягающий, мелкозернистый, легкий и поризованный	1,3	1,5	1,3	1,0
	1,5	2,3	—	1,0

Арматура	Коэффициент надежности по арматуре γ_s при расчете конструкций по предельным состояниям	
	первой группы	второй группы
Стержневая классов: A-I, A-II A-III диаметром, мм: 6-8 10-40 A-IV, A-V A-VI, A-VII A-IIIa с контролем: удлинения и напряжения только удлинения	1,05 1,10 1,07 1,15 1,20 1,10 1,20	1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00 1,00
Проволочная классов: Bp-I B-II, Bp-II K-7, K-19	1,20 1,20 1,20	1,00 1,00 1,00

Примечание. Обозначения классов арматуры — в соответствии с п. 2.24а*.

Рис. 10. Коэффициенты надежности по материалам по СНиП 2.03.01-84

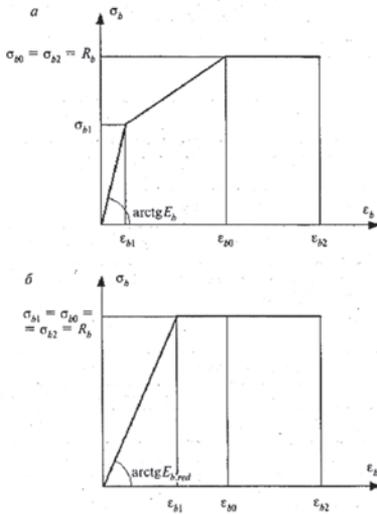


Рис. 11. Диаграммы состояния бетона по СП 52-101-2003

ций из бетона и железобетона. Расчетные методики приведены в сводах правил – СП 52-101 и СП 52-102. При этом указанные своды правил распространяются только на конструкции из тяжелых бетонов. Среди существенных изменений по сравнению со СНиП 1984 г. можно назвать введение диаграмм состояния бетона и арматуры для выполнения расчетов, причем для бетона предложены две диаграммы – двухлинейная и трехлинейная (рис. 11). Введение этих

расчетных диаграмм привело к возможности разработки и внедрения метода расчета прочности нормальных сечений по деформационной модели (рис. 12), который приведен в СП наряду с традиционным методом расчета по предельным усилиям. Методика расчета по деформационной модели универсальна и позволяет рассчитывать любые формы сечений с любым расположением арматуры, давая при этом полную картину распределения напряжений по сечению.

Остальные расчетные методики также претерпели изменения по сравнению со СНиП 84 г. В частности, для наклонных сечений разработан упрощенный метод расчета на действие поперечных сил. Методика расчета на кручение полностью переработана, при этом она также основана на рассмотрении пространственного сечения. Также переработана методика расчета на продавливание – предусмотрен учет изгибающих моментов, чего раньше не было.

По второй группе предельных состояний следует отметить возврат к формуле Мурашева для расчета ширины раскрытия нормальных трещин, а также уточнение методики расчета по деформациям, которая также включает в себя возможность расчета по деформационной модели.

Среди основных изменений в конструктивных требованиях следует отметить корректировку методики определения длины анкеровки:

$$l_{0,an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s} \tag{5}$$

В таком виде отечественные нормы просуществовали до 2011 г., когда был разработан новый нормативный документ по железобетону, который действует по состоянию на сегодняшний день – это СП 63.13330.2012 [18], введенный в действие в 2012 г. СП разработан НИИЖБом, который стал носить имя А.А. Гвоздева, при участии специалистов РААСН и ОАО «ЦНИИПромзданий».

Этим документом по сути был осуществлен возврат к ранее существовавшей структуре норм – он объединил в себе положения СНиП 52-01-2003 и СП, разработанных в его развитие (СП 52-101-2003, 52-102-2004 и СП 52-103-2007). Сразу следует отметить, что кардинальных отличий приведенных в СП 63.13330 методик от СНиП и СП 2003-2004 гг. практически нет. Этот СП состоит из

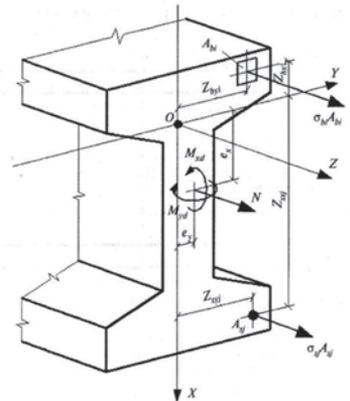


Рис. 12. Расчетная схема нормального сечения железобетонного элемента по деформационной модели по СП 52-101-2003

13 разделов и 9 приложений. Среди основных нововведений можно назвать введение криволинейной диаграммы для бетона (рис. 13), положений по расчету плоскостных элементов плит и стен по прочности (рис. 14), положений по расчету конструктивных систем зданий. Также для преднапряженных конструкций предусмотрена возможность учета натяжения арматуры на бетон (чего не было в СП 52-102-2004). Кроме того, методики СП 63.13330 дополнены расчетами, которые не были включены в СП 52-101-2003 – расчет закладных деталей, расчет колонн круглого и кольцевого сечений, расчет коротких консолей и бетонных шпонок и т.п.

В настоящее время согласно Постановлению Правительства РФ от 26 декабря 2014 г. №1521 [20] СП 63.13330.2012 содержится в перечне норм обязательного применения для обеспечения требований Федерального закона ФЗ-384 [19].

По состоянию на сегодняшний день в НИИЖБ им. А.А. Гвоздева выполняется пересмотр СП 63.13330.2012, который действует уже порядка 5 лет. Необходимость этого пересмотра возникла в связи с наличием новых нормативных документов и переработкой ряда действующих нормативных документов, касающихся материалов и методов расчета бетонных и железобетонных конструкций.

В части дальнейшего развития отечественных норм по железобетону можно отметить следующее.

Методы расчета, изложенные в СП 63.13330, основаны на методе предельных состояний двух групп – по прочности и по пригодности к нормальной эксплуатации. Данный метод является на сегодняшний день основным для всех видов строительных конструкций, включая конструкции из железобетона. При расчете по указанному методу устанавливаются предельные состояния в отношении конструкций, для которых разработана система условных расчетных коэффициентов, гарантирующих отсутствие наступления указанных состояний при неблагоприятных сочетаниях нагрузок и воздействий и наименьших прочностных характеристиках материалов. Такой подход, используемый в методе предельных состояний, в целом можно назвать полувероятностным, так как изменчивость факторов, влияющих на общую прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонной конструкции, заложена именно в системе коэффициентов.

В общем случае расчетные методики, приведенные в СП 63.13330, апробированы на практике проектирования, начиная с 30-40-х годов прошлого столетия. При этом они постоянно совершенствуются с учетом развития технологий и новых материалов. Для этого разрабатываются отдельные своды правил, касающиеся отдельных методик проектирования, в развитие положений СП 63.13330 (по сборно-монолитным конструкциям, по конструкциям из легких бетонов и ячеистых бетонов, сталежелезобетонным конструкциям, конструкциям из бетона с металлической и неметаллической фиброй и т.п.)

При этом можно отметить следующее, что позволит улучшить общее качество проектирования железобетонных конструкций различных видов, а также зданий и сооружений из них.

В части систематизации нормирования в области проектирования (не только железобетонных конструкций, но и в целом) представляется целесообразным навести порядок в присвоении номеров

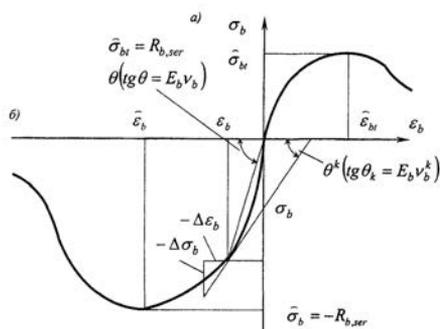


Рис. 13. Криволинейные диаграммы деформирования бетона по СП 63.13330.2012

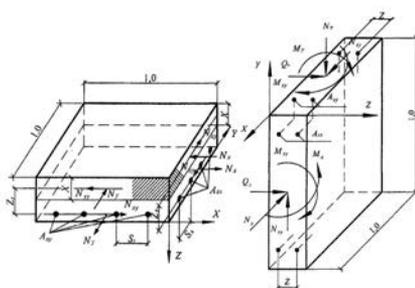


Рис. 14. Схемы усилий к расчету плоских элементов плит и стен по СП 63.13330.2012

Сводов Правил. В настоящее время отсутствует какая-либо систематизация в нумерации, позволяющая по номерам СП ориентироваться в их многообразии. Предлагается выполнить реформу в системе строительного нормирования в части четкой классификации и систематизации сводов правил: назначить главенствующие СП по отдельным направлениям, и второстепенные СП, в развитие которых они написаны. Эту же идеологию необходимо соблюсти и в нумерации СП. Нумерацию главенствующих СП целесообразно выполнить также по основным направлениям. В части конструкций следует выделить их типы, на основании которых составить СП по трем направлениям: проектирование, строительство и эксплуатация. Такую систематизацию можно выполнить в рамках отдельных НИР или мониторинговых работ. Помимо прочего, разработка указанной классификации позволит также выявить узкие места в нормативной базе и перспективные направления для ее развития.

В нормативной базе бытует понятие научно-технического сопровождения проектирования. В настоящее время нет положений, четко регламентирующих такой вид работ. При этом подключение научных специализированных институтов в ряде случаев является необходимым и обязательным с позиции помощи проектным организациям и экспертным органам. Это позволит принимать оптимальные решения, не снижая их надежность, учитывая высокую квалификацию сотрудников НИИ в решении отдельных узкоспециализированных вопросов и собственно разработку данными институтами норм и правил проектирования. Необходимо разработать отдельный нормативный документ, касающийся указанного направления в части проектирования железобетонных конструкций. Этот документ должен содержать конкретные требования к участникам выполнения данных работ, перечень возможных работ и результаты данных работ по сопровождению, так как оно постоянно вызывает вопросы со стороны заказчиков и экспертных организаций.

В части систематизации нормирования проектирования железобетонных конструкций необходимо выделить три упомянутых основных направления. Это проектирование, строительство и эксплуатация. Если два первых более или менее поддержаны нормативно, то последнее никак – нормы практически отсутствуют. При этом эксплуатация здания – наиболее длительный этап в жизни здания по сравнению с его проектированием и строительством. Представляется необходимым также рассмотреть возможность разработки норм эксплуатации железобетонных конструкций и зданий из железобетона. При этом первоначально, перед разработкой норм по данному направлению необходимо подготовить классификацию, указанную выше, с выделением основных направлений для нормирования по данному вопросу.

Проектирование железобетонных конструкций состоит из двух этапов. Первый этап – разработка конструктивной системы здания в целом, второй – проектирование узлов и конструкций конкретной системы. В настоящее время по конструктивным системам зданий практически отсутствуют нормативные документы. Разработан только проект норм по конструктивным системам крупнопанельных зданий. Следует разработать пакет норм, касающийся также монолитных конструктивных систем зданий, а также сборно-монолитных конструктивных систем, которые должны содержать общие требования к проектированию таких систем, что снимет достаточно большое число вопросов у проектных организаций.

Также открытым является вопрос проектирования стальных закладных деталей железобетонных конструкций. В СП 63.13330 есть только отдельное приложение с общими указаниями. В целом проектные организации пользуются устаревшими указаниями и пособиями. Необходимо выполнить ряд НИР и НИОКР по данному вопросу с целью разработки отдельного нормативного документа статуса СП с детальными требованиями к проектированию стальных закладных деталей в железобетонных

конструкциях с учетом современных требований и технологий.

В настоящее время расчеты конструктивных систем зданий из железобетона, их конструкций и узлов выполняется с применением метода конечных элементов (МКЭ). Собственно разработка конечно-элементных расчетных моделей, подходов к самому моделированию и выполнение расчетов зданий и конструкций из железобетона с применением МКЭ вызывает множество вопросов. Для их решения также необходимо провести ряд теоретических исследований в рамках НИР с целью разработки нормативного документа (в частности, пособия) по проектированию железобетонных конструкций с применением МКЭ.

Отдельным направлением необходимо выделить вопрос выполнения вероятностных расчетов. Как известно, применяемые методы в целом являются полувероятностными, с применением ряда коэффициентов надежности, гарантирующих ненаступление того или иного предельного состояния. Представляется, что вероятностные расчеты при соответствующем обосновании позволят выполнять конструкции и конструктивные системы из железобетона с необходимым (заданным) уровнем надежности, сохраняя при этом оптимальные параметры конструкций (в частности, по расходу материалов). Это также было отмечено в работе [21]. Для этого необходимо выполнение ряда научно-исследовательских поисковых работ с целью оценки возможности выработки основных положений по альтернативному нормированию необходимой надежности железобетонных конструкций с применением вероятностных методов расчета, с использованием современных средств, различных теорий математического аппарата и вычислительных технологий.

В части нормирования эксплуатации железобетонных конструкций и зданий из железобетона следует отметить необходимость оценки остаточного ресурса (срока службы) для того или иного периода времени. Четкие методики по данному вопросу в нормативной базе отсутствуют. Рекомендуется также рассмотреть возможность проведения ряда научно-исследовательских работ для разработки методики оценки остаточного ресурса. Решение этого вопроса в целом может позволить более конкретно планировать бюджеты для управляющих компаний, назначать конкретные сроки и периодичность обследования зданий из железобетона, а также более корректно оценивать стоимость зданий и их помещений.

Не следует забывать про необходимость совершенствования самого СП 63.13330. Такая необходимость вызвана совершенствованием как общей нормативной базы в России, так и отдельных расчетных методик. Некоторые положения действующего СП 63.13330 требуют своего дальнейшего рассмотрения и изучения (в части расчетов конструкций, конструирования и контроля качества и т.п.). После пересмотра СП 63.1330 следует продолжать выполнение отдельных НИР для решения данных вопросов с целью его усовершенствования.

Библиографический список

1. *Лолейт А.Ф.* Курс железобетона для строительных техникумов. Основы теории и проектирования. — М.-Л., 1925.
2. Временные технические условия и нормы проектирования и возведения железобетонных сооружений. — М., Плановое хозяйство ГОСПЛАНа СССР, 1926.
3. Железобетонные и бетонные конструкции и сооружения. Технические условия и нормы проектирования и возведения. — М.-Л.: ГНТИ, 1931.

4. Временная инструкция по сборным железобетонным конструкциям. — М.: Госстройиздат, 1933.
5. Нормы и технические условия проектирования железобетонных конструкций ОСТ 90003-38. — М.: Госстройиздат, 1939.
6. Введение в теорию расчета конструкций по предельному состоянию. Вып. 1. Под ред. В.М. Келдыша. — М.: Стройиздат, 1948.
7. Нормы и технические условия проектирования железобетонных конструкций (НиТУ-3-49). М.: Стройиздат, 1950.
8. Нормы и технические условия проектирования бетонных конструкций (НиТУ-4-49). — М.: Стройиздат, 1949.
9. Нормы и технические условия проектирования бетонных и железобетонных конструкций (НиТУ-123-55). — М.: Гос. изд-во по стр-ву и арх-ре, 1955.
10. СНиП II-B.1-62 Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. — М.: Стройиздат, 1962.
11. СНиП II-B.1-62* Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. — М.: Стройиздат, 1970.
12. СНиП II-21-75 Бетонные и железобетонные конструкции. — М.: Стройиздат, 1976.
13. Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. 1992-1-1. - European Committee for Standardization. 2002.
14. СНиП 2.03.01-84 Бетонные и железобетонные конструкции. — М.: Стройиздат, 1984.
15. СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. — М., 2004.
16. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. — М., 2004
17. СП 52-102-2004 Предварительно напряженные железобетонные конструкции. — М., 2005.
18. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. — М., 2012.
19. Федеральный Закон «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» №384-ФЗ.
20. Постановление Правительства Российской Федерации №1521 от 26.12.2014 «Об утверждении перечня национальных стандартов и сводов правил (частей таких стандартов и сводов правил), в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается соблюдение требований федерального закона «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».
21. *Залесов А.С., Зенин С.А.* Фактическое состояние и перспективные направления развития нормативной базы железобетона. // ПГС. 2013, № 1. С. 55-57.

Автор:

Сергей Алексеевич ЗЕНИН, канд. техн. наук, заведующий лабораторией теории железобетона и конструктивных систем НИИЖБ им. А. А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва

Sergey ZENIN, Ph.D. in Engineering, Head of the Laboratory of the Theory of reinforced concrete and constructive systems of the NIIZHВ named after A. A. Gvozdev JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: lab01@mail.ru

тел.: +7 (916) 115-31-81

РАЗВИТИЕ НОРМ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЙ И ПЕРЕКРЫТИЙ В РОССИИ

DEVELOPMENT OF DESIGN STANDARDS OF REINFORCED CONCRETE SPATIAL STRUCTURES OF ROOFS AND FLOORS IN RUSSIA

Б.С. СОКОЛОВ, канд. техн. наук

Богатейший опыт экспериментальных исследований, проектирования и строительства накоплен в России за столетие применения железобетонных пространственных конструкций. Талантливыми российскими архитекторами и конструкторами создано значительное число уникальных зданий и сооружений, вошедших в историю мировой архитектуры. В советский период были достигнуты большие успехи в разработке типовых сборных большепролетных пространственных конструкций типа тонкостенных оболочек и складок из железобетона, армоцемента и сталефибробетона для массового применения в промышленном строительстве. Выдающиеся достижения были сделаны в области теории расчета пространственных железобетонных конструкций. Значительный вклад в развитие этого научного направления внесен проф. А.А. Гвоздевым. Накопленный опыт проектирования реализован в строительных нормах по расчету и конструированию железобетонных пространственных покрытий и перекрытий зданий. В статье прослежена история развития российских норм проектирования железобетонных пространственных конструкций и их современное состояние.

Wealth of experience of experimental researches, designing and construction is accumulated in Russia for past century of use of reinforced concrete spatial structures. The significant number of unique buildings and the constructions created by talented Russian architects and designers are gone down in history of world architecture. During the Soviet period the big successes in development of typical precast wide-span spatial structures such as thin-walled shells and folded plates of reinforced concrete, ferrocement and steel fibre reinforced concrete for mass use in industrial construction have been achieved. Outstanding progress has been made in the field of the theory of analysis of spatial reinforced concrete structures. The stored experience of designing is realized in design standards for calculation and designing of reinforced concrete spatial roofs and floors of buildings. The history of development of the Russian Design standards of reinforced concrete spatial structures and their current state is tracked in article. The detailed description of draft of the Russian Code of practice for designing of reinforced concrete spatial structures of roofs and floors is resulted.

Ключевые слова:

пространственная конструкция, железобетон, покрытие, перекрытие, свод, складка, пологая оболочка, купол, вантовая оболочка, шатровые складки, свод правил

Key words:

spatial structure, reinforced concrete, roof, floor, vault, folded plate, shallow shell, dome, hanging roof, hipped floor, Code of practice

Железобетонные тонкостенные пространственные конструкции в виде сводов, куполов, оболочек и складок своей экономичностью, разнообразием форм и архитектурной выразительностью привлекают к себе внимание российских инженеров с начала прошлого века. Бурное развитие промышленности, продолжавшееся до середины второго десятилетия, вызвало появление большепролетных сводчатых зданий в ряде промышленных центров России, в числе которых цеха фабрик, пакагаузы, доки и т.д. Известен целый ряд сводчатых и купольных покрытий общественных зданий, построенных в Санкт-Петербурге, Москве и других крупных городах.

Новая волна интереса к большепролетным железобетонным пространственным конструкциям возникла в 20-е годы и также была вызвана потребностью быстрого подъема промышленности в стране, истощенной мировой, а затем — и гражданской войнами. Тонкостенные железобетонные покрытия тех лет проектировались монолитными. Среди выдающихся инженерных достижений можно назвать построенный в 1927 г. в Москве по проекту А.А. Гвоздева железобетонный конический купол диаметром 30 м для покрытия здания Лаборатории высоких напряжений. Другим примером является железобетонный купол московского Планетария (1928 г.) диаметром 27 м и высотой 17 м. Эти задачи были решены на самом высоком теоретическом и конструктивном уровне того времени.

Указанный период отмечен бурным развитием строительной механики, в частности, теории расчета пространственных конструкций применительно к расчету железобетонных пространственных конструкций, развиваемой в работах В.З. Власова, П.Л. Пастернака, А.А. Гвоздева, А.Р. Ржаницына, А.Л. Гольденвейзера, Ю.Н. Работнова и других видных ученых.

В результате фундаментальных исследований железобетонных пространственных конструкций в Центральном институте промышленных сооружений (ЦНИПС) в 1937 г. были разработаны нормативные основы и Инструкция по проектированию и применению монолитных тонкостенных покрытий и перекрытий различных зданий и сооружений. Инструкция содержала рекомендации по расчету и конструированию некоторых видов монолитных пространственных покрытий и перекрытий (длинные и короткие цилиндрические оболочки, складки и шатры).

Проведенные экспериментальные исследования оболочек и складок, созданная моментная теория железобетонных оболочек, разработка сетчатых и облегченных оболочек (В.Н. Горнов, В.И. Мурашев. Инструкция по проектированию железобетонных сетчатых оболочек», ЦНИПС, 1936 г., создание конструкций длинных цилиндрических оболочек с продольным световым проемом в ключе и другие работы в этом направлении стали серьезным вкладом в развитие железобетонных конструкций.

Исследования, разработка и техническая помощь, необходимые для применения тонкостенных пространственных конструкций в отечественном промышленном строительстве, не прекращались и во время Великой Отечественной войны. Появились работы по расчету оболочек на динамические и ударные воздействия, по восстановлению железобетонных пространственных конструкций зданий и сооружений, поврежденных в результате военных действий, по применению железобетона в строительстве убежищ и многие другие.

В первые послевоенные годы в новом строительстве, а также при восстановлении и реконструкции промзданий нашли применение монолитные сводчатые конструкции покрытий – длинные цилиндрические оболочки, а также коноидальные (шедовые) покрытия.

С 50-х годов в ЦНИПСе проводились систематические теоретические и экспериментальные исследования, которые послужили основой для широкого применения тонкостенных железобетонных покрытий промышленных и общественных зданий. Отличительной чертой развития железобетонных пространственных конструкций покрытий в строительстве в эти годы являлось то, что особое внимание уделялось сборным конструкциям из элементов заводского изготовления для массового применения в промышленных, гражданских и сельскохозяйственных зданиях и сооружениях. Широкое экспериментальное строительство позволило проверить на практике различные конструктивные решения оболочек и складок, выявить их достоинства и недостатки.

В 1957 г. по инициативе А.А. Гвоздева была организована лаборатория пространственных конструкций, тематикой которой стали исследования и разработки различных типов пространственных конструкций из железобетона и армоцемента, а в последствии — и из сталефибробетона. Непосредственным организатором лаборатории и ее руководителем в течение более чем трех десятилетий был Г.К. Хайдуков.

В 1961 г. была выпущена Инструкция по проектированию железобетонных тонкостенных пространственных покрытий и перекрытий — первый комплексный нормативный документ, в котором пространственные конструкции были представлены как отдельный класс строительных конструкций, и был обобщен опыт проектирования основных типов железобетонных пространственных конструкций. Авторами этого нормативного документа выступили сотрудники НИИЖБа и ЦНИИСКА. Работа велась под руководством А.А. Гвоздева. Обобщение основных материалов и подготовка текста инструкции выполнены А.А. Гвоздевым и Ю.В. Чиненковым. А.А. Гвоздевым написана глава Инструкции «Устойчивость оболочек», в которой были предложены принципы и критерии оценки устойчивости гладких и ребристых цилиндрических оболочек и оболочек вращения с учетом ползучести бетона и возможности постепенного выключения из работы бетона растянутой зоны. Раздел Инструкции «Основные положения геометрии поверхностей тонкостенных оболочек, применяемых в покрытиях и перекрытиях», написан П.Л. Пастернаком.

В развитие этого документа в 1964 г. была выпущена Инструкция по проектированию железобетонных тонкостенных пространственных покрытий и перекрытий — методический документ, содержащий примеры расчета пяти конструкций: пологой оболочки, купола из плоских элементов, купола из криволинейных элементов, ступенчато-вспарушенной панели и волнистого свода из плоских плит. Эта работа выполнялась также под руководством А.А. Гвоздева.

60-70-е годы прошлого века – период интенсивного развития и массового применения сборных железобетонных пространственных конструкций в СССР. Благодаря поддержке государства, финансированию через целевые программы была выстроена цепь этапов научных и проектных работ от технической идеи до массового внедрения конструкции: экспериментально-теоретические исследования, разработка конструктивных решений, разработка головного образца, натурные испытания, экспериментальное строительство, разработка типового проекта, освоение массового производства. В этот период были созданы и широко внедрены типовые панели-оболочки КЖС на пролеты 12, 18 и 24 м, типовые сборные пологие оболочки покрытий 18 – 36 м и другие типовые конструкции. По объемам применения пространственных конструкций в промышленном строительстве СССР в те годы вышел на лидирующие позиции в мире.

В разработке различных видов железобетонных пространственных конструкций участвовало большое число научно-исследовательских и проектных организаций. Были созданы научные школы в Ленинграде, Киеве, Минске, Тбилиси, Алма-Ате, Красноярске, Челябинске, объединявшие великолепных специалистов по созданию и применению пространственных конструкций. Московскую школу возглавляли А.А. Гвоздев, Г.К. Хайдуков, И.Г. Людковский. Среди видных московских ученых в области пространственных конструкций следует отметить Э.З. Жуковского, Р.Н. Мацелинского, И.Е. Милейковского, Я.Ф. Хлебного, Ю.В. Чиненкова, В.В. Шугаева.

Всплеск интереса к созданию новых видов железобетонных пространственных конструкций вызвал необходимость разработки ряда методических документов НИИЖБа, среди которых Рекомендации по исследованию железобетонных пространственных конструкций на моделях и Рекомендации по испытанию железобетонных пространственных конструкций покрытий в натуральных условиях (1972 г.).

Практика показала перспективу использования в пространственных конструкциях армоцемента и фибробетона. В 1977 г. была выпущена Инструкция по проектированию армоцементных конструкций (СН 366-77), в 1985 г. — СНиП 2.03.03-85 Армоцементные конструкции, а в 1987 г. — Рекомендации по проектированию и изготовлению сталефибробетонных конструкций, в которых большое внимание уделялось тонкостенным пространственным конструкциям, в основном складчатым.

В 1979 г. в НИИЖБе под руководством проф. Г.К. Хайдукова было подготовлено Руководство по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий, в котором были отражены результаты основных работ НИИЖБа и ряда других научных организаций страны в этой области за период 1950-1980 гг. Следует отметить, что рукопись Руководства рецензировалась комиссией под председательством А.А. Гвоздева.

Этот документ включал как общие рекомендации по проектированию тонкостенных конструкций, так и детальные экспериментально и теоретически обоснованные рекомендации по расчету и конструированию отдельных видов пространственных покрытий и перекрытий. Документ обобщал результаты огромного комплекса исследований в области работы пространственных конструкций на различных стадиях нагружения, их прочности и устойчивости. Значительное развитие в Руководстве получили методы расчета пространственных конструкций на основе метода предельного равновесия с учетом деформированного состояния. Впервые в Руководстве появились нормативные положения по расчету и конструированию всеячих оболочек и панелей-оболочек различных видов.

В течение более 30 лет Руководство было основным нормативным и научно-методическим документом в области проектирования пространственных железобетонных конструкций покрытий.

За истекшие годы значительные изменения произошли в принятой в России нормативной базе строительства, основным содержанием которых стало повышение надежности строительных конструкций. Значительным изменениям подверглись подходы к расчету железобетонных конструкций, к назначению нагрузок на конструкции. Существенно более высокой стала прочность массово применяемых арматурных сталей и бетонов. Появились и были изучены новые виды пространственных конструкций и новые, более совершенные модификации известных видов пространственных конструкций. Компьютерные расчеты, основанные на методе конечных элементов, позволяющие получать детальное напряженно-деформированное состояние конструкций на всех стадиях их работы вплоть до разрушения, вытесняют из практики проектирования упрощенные аналитические методики расчета.

Необходимость актуализации положений Руководства-79 стала очевидной после выхода СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» и развивающих его сводов правил СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры, СП-102-2004 Предварительно напряженные железобетонные конструкции, СП 52-104-2006 Сталефибробетонные конструкции. В 2008 г. в НИИЖБе им. А.А. Гвоздева под руководством В.В. Шугаева был разработан свод правил СП 52-117-2008 «Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий. Методы расчета и конструирования», переизданный в 2010 г. как СП 52-117-2008* с внесением изменений и дополнений. В целом этот документ повторял структуру и основные положения Руководства-79, дополненного в некоторых разделах и приведенного в соответствие с отечественной базой нормативных документов 2010 г.

К настоящему времени в нормативной базе произошли радикальные изменения, связанные с проводимой в отрасли актуализацией действующих нормативных документов и совершенствованием структуры нормативной базы. Так, введены в действие основополагающие нормативные документы: СП 63.13330.2012 — актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 и ряд последующих изменений к нему; ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения»; СП 20.13330 «Нагрузки и воздействия» в редакциях 2011 и 2016 гг., СП 96.13330.2016 «СНиП 2.03.03-85 “Армоцементные конструкции”»; подготовлен принципиально новый СП «Конструкции сталефибробетонные. Правила проектирования».

Приведение СП 52-117 в соответствие с положениями этих документов потребовало его коренного пересмотра. Эта работа была выполнена коллективом специалистов НИИЖБf им. А.А. Гвоздева. В результате подготовлена новая редакция СП «Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий. Правила проектирования».

Этот СП распространяется на проектирование железобетонных оболочек, складок и других тонкостенных пространственных конструкций покрытий и перекрытий зданий и сооружений промышленного, гражданского и сельскохозяйственного строительства для эксплуатации в климатических условиях России, в среде с неагрессивной степенью воздействия, при статическом действии нагрузки.

Свод правил опирается на систему национальных нормативных документов, в числе которых СП по проектированию железобетонных конструкций (СП 63.13330), стальных конструкций (СП 16.13330), армоцементных конструкций (СП 96.13330), по нагрузкам и воздействиям (СП 20.13330), по основаниям зданий и сооружений (СП.22.13330), по строительству в сейсмических районах (СП 14.13330) и др., а также ГОСТы, определяющие требования по надежности строительных конструкций (ГОСТ 27751) и требования к материалам и изделиям, применяемым в железобетонных пространственных конструкциях. Существенно учтен зарубежный опыт, в первую очередь — материалы Международной ассоциации по оболочкам и пространственным конструкциям (IASS), отдельные положения норм США ACI 318.2-14 по тонким оболочкам из бетона.

В общих разделах СП содержится перечень общих требований к расчету и проектированию пространственных железобетонных конструкций зданий и сооружений, выполнение которых обеспечивает их безопасность, эксплуатационную пригодность и долговечность; классификация тонкостенных пространственных конструкций по различным признакам; основные расчетные положения, требования к материалам и изделиям.

Раздел «Основные требования к конструированию» содержит указания по конструктивным решениям железобетонных пространственных покрытий и перекрытий. Изложены особенности конст-

руирования монолитных, сборно-монолитных и сборных пространственных конструкций. Даны указания по выбору очертания поверхности пространственных конструкций, типу и форме поперечного сечения их элементов. Приведены рекомендации по назначению геометрических параметров конструкций – стрелы подъема, высоты сечения, толщине плиты и др. Даны указания по размещению рабочей арматуры в элементах пространственных конструкций, по конструированию стыков сборных элементов, по правилам устройства отверстий и проемов в плитах конструкций, а также деформационных швов.

В дальнейших разделах даны положения по расчету и конструированию конкретных видов тонкостенных пространственных железобетонных конструкций покрытий и перекрытий.

Раздел «Своды» содержит указания по проектированию пространственных конструкций в виде сводов. Представлены особенности конструирования сводов, правила назначения стрелы подъема свода и геометрических размеров его элементов. Изложены указания по особенностям расчета сводов, приведены расчетные зависимости для определения расчетных усилий в его элементах, даны указания по расчету железобетонных элементов свода по первой и второй группам предельных состояний. Даны указания по конструированию сборных цилиндрических и призматических (полигональных) сводов, складчатых сводов с треугольным поперечным сечением складок, с трапециевидным и волнистым поперечным сечением складок.

Раздел «Треугольные и трапециевидные складки» содержит указания по проектированию треугольных и трапециевидных складок. Приведены особенности конструирования балочных и призматических складок, а также складчатых оболочек. Представлены конструктивные схемы треугольных и трапециевидных складок и складчатых систем из них. Изложены указания по расчету складок, приведены расчетные зависимости для расчета предварительно напряженных стыков складчатых элементов, выполняемых с применением вставок из стержневой арматуры. Даны указания по конструированию треугольных и трапециевидных складок.

Раздел «Цилиндрические и складчатые оболочки» содержит указания по проектированию цилиндрических и складчатых оболочек. Даны указания по расчету коротких и длинных цилиндрических оболочек, в том числе по упрощенному расчету по прочности, жесткости и раскрытию трещин коротких и длинных оболочек с трещинами в продольных сечениях на действие только изгибающих моментов с приведением последовательности выполнения такого расчета и расчетных зависимостей. Даны указания по конструированию коротких и длинных сборных, сборно-монолитных и монолитных цилиндрических и складчатых оболочек. Представлены правила выбора типа бортовых элементов и назначения размеров их сечений. Приведены рекомендации по выбору типа поперечных сечений оболочек и правила армирования элементов оболочек.

Раздел «Купола» содержит указания по проектированию железобетонных пространственных покрытий и перекрытий, выполненных в виде купола. Изложены особенности расчета конструкции купола. Представлена методика расчета купола по безмоментной теории и по приближенной моментной теории с приведением расчетных зависимостей для определения усилий в элементах купола. Приведены методика, расчетные схемы излома и расчетные зависимости для расчета купола по несущей способности методом предельного равновесия. Даны указания по конструированию гладких куполов.

Раздел «Пологие оболочки положительной гауссовой кривизны на прямоугольном плане» содержит указания по расчету и конструированию оболочек положительной гауссовой кривизны на прямоугольном плане, имеющих небольшой подъем. В разделе даны сведения по конструктивным

решениям одно- и многоволновых разрезных и неразрезных в одном или в двух направлениях оболочек. Даны указания по расчету отдельно стоящих (одноволновых) оболочек по безмоментной теории с учетом краевого эффекта и по моментной теории, приведены расчетные зависимости. Изложены методика, расчетные схемы излома и расчетные зависимости для расчета несущей способности гладких и ребристых оболочек методом предельного равновесия. Даны указания по особенностям конструирования сборных гладких и ребристых оболочек. Представлены правила выбора типа контурных элементов. Приведены указания по конструированию стыков сборных элементов оболочек.

Раздел «Оболочки отрицательной гауссовой кривизны на прямоугольном плане» содержит указания по расчету и конструктивным решениям оболочек отрицательной гауссовой кривизны на прямоугольном плане. В разделе представлены сведения по конструктивным решениям оболочек, в том числе одно- и многолепестковых гипаров. Даны указания по расчету гипаров. Приведены методика, расчетные схемы излома и расчетные зависимости для расчета несущей способности гладких гипаров методом предельного равновесия. Даны указания по особенностям конструирования и армирования гипаров.

Раздел «Висячие оболочки» содержит указания по расчету и конструированию оболочек, в которой роль основной рабочей арматуры играют ванты. В разделе даны сведения по реко мендуемым конструктивным решениям висячих оболочек с параллельными, радиальными и перекрестными вантовыми системами, указания по назначению несущих элементов висячих покрытий, по конструкции анкерных устройств для вант из стержневой стали и из канатов. Приводятся указания по расчету оболочек с радиальной и перекрестной системами вант, оболочек с полигональной системой вант, в том числе по расчету жесткости, трещиностойкости и несущей способности. Изложена методика расчета несущей способности висячих оболочек и их опорного контура методом предельного равновесия. Даны указания по особенностям конструирования висячих оболочек.

Раздел «Панели-оболочки “на пролет здания” и сводчатые конструкции из них» содержит указания по расчету и конструированию панелей-оболочек КЖС, представляющих собой короткий цилиндрический пологий предварительно напряженный свод-оболочку с двумя ребрами-диафрагмами сегментного очертания, гиперболических панелей-оболочек и сегментных сводов из панелей-оболочек КЖС. В разделе содержатся сведения по конструктивным решениям панелей-оболочек КЖС, гиперболических панелей-оболочек и сегментных сводов из панелей-оболочек КЖС. Даны указания по расчету панелей-оболочек КЖС по несущей способности, по устойчивости и деформациям. Приведены расчетные зависимости для расчета по прочности нормальных и наклонных сечений, зависимости для расчета анкеров рабочей арматуры диафрагм и для расчета по образованию трещин и прогиба панели-оболочки КЖС. Даны указания по расчету сегментных сводов из панелей-оболочек КЖС и гиперболических панелей-оболочек. Указаны особенности конструирования панелей-оболочек КЖС, гиперболических панелей-оболочек и сегментных сводов из панелей-оболочек КЖС.

Раздел «Вспарушенные панели с плоской верхней поверхностью» содержит указания по расчету и конструированию вспарушенных панелей с плоской верхней поверхностью, применяемых для однопролетных (разрезных) и многопролетных (неразрезных) покрытий и перекрытий, а также в качестве средних распорных элементов сборных безбалочных перекрытий. В разделе даны сведения по конструктивным решениям вспарушенных панелей с плоской верхней поверхностью постоянной толщины или с нижней поверхностью, очерченной по поверхности положительной гауссовой кривизны. Помещены рекомендации по расчету по предельным состояниям. Приведена методика расчета несущей способности методом предельного равновесия вспарушенных панелей прямоугольной

и полигональной формы в плане при их опирании по контуру, по двум сторонам или по углам. Даны указания по особенностям конструирования вспарушенных панелей, в том числе армирования плиты и контурных ребер.

Раздел «Шатровые конструкции» содержит указания по расчету и конструктивным решениям шатровых пространственных конструкций для покрытий или междуэтажных перекрытий зданий различного назначения, выполняемых в виде тонкостенных складок и пространственных плитно-стержневых систем (рамно-шатровые конструкции). Рассмотрены многопролетные (многоволновые) и однопролетные отдельно стоящие шатровые конструкции с опиранием по углам на колонны, по нескольким сторонам или по контуру и выполняемые сборными, сборно-монокричными, монолитными или комбинированными сталежелезобетонными. В разделе приведена методика расчета несущей способности шатровой конструкции методом предельного равновесия с учетом их опирания по контуру, по нескольким сторонам или по углам. Даны указания по особенностям конструирования и армирования плит и ребер сборных и монолитных шатровых конструкций.

В целом проект СП охватывает вопросы проектирования всех видов освоенных в строительстве железобетонных пространственных конструкций и дает важные рекомендации, которые следует учитывать при разработке новых видов пространственных железобетонных конструкций.

В настоящее время в применении пространственных конструкций из железобетона в отечественном строительстве наступил сложный период, вызванный экономическими причинами. Тем не менее, целесообразность применения пространственных конструкций как наиболее эффективных по своей природе в сопротивлении механическим воздействиям не может быть утрачена и лишь возрастет в перспективе с появлением новых бетонов и других материалов нового поколения, развитием технологии заводского производства и совершенствованием технологии строительно-монтажных работ. Важность развития этого направления и необходимость расширения исследований в этой области хорошо понимал А.А. Гвоздев. Этой теме был посвящен генеральный доклад А.А. Гвоздева на симпозиуме IASS в Ленинграде в 1966 г., в котором очень емко были обозначены направления, в которых необходимо развивать научные исследования – теория расчета пространственных конструкций и систем и практические рекомендации для их проектирования. Постоянное совершенствование норм по проектированию пространственных железобетонных конструкций на основе достижений современной науки – необходимое условие прогресса в строительстве.

Библиографический список

1. *Шугаев В.В.* Инженерные методы в нелинейной теории предельного равновесия оболочек. – М.: Готика, 2001.
2. *Шугаев В.В., Соколов Б.С., Пасхин Д.В.* Экспериментально-теоретические исследования сводчатого покрытия из панелей оболочек КЖС. // *Строительная механика и расчет сооружений.* — 2007. — №5. — С. 67-72.
3. *Шугаев В.В., Соколов Б.С.* Сборные большепролетные пространственные покрытия с большими световыми проемами. // *Промышленное и гражданское строительство.* — 2013. — №1. — С. 11-12.
4. *Дехтярь А.С.* Несущая способность пологих оболочек с нерегулярной срединной поверхностью. // *Строительная механика и расчет сооружений.* — 2014. — №4. — С. 6-9.

5. Панин А.Н., Семенов А.А. Исследование прочности пологих оболочек из бетона на основе различных критериев прочности. // Строительная механика и расчет сооружений. — 2015. — №3. — С. 17-23.

6. Соколов Б.С., Пасхин Д.В., Пиеничников А.В. Сборные большепролетные сводчатые покрытия с применением линейных элементов из высокопрочного бетона. // Вестник НИЦ «Строительство». Бетон и железобетон – проблемы и перспективы: Сб. статей. — Вып. 1 (12) / Под ред. А.И. Звездава – М.: АО «НИЦ «Строительство», 2017. – С. 23-35.

7. Соколов Б.С., Пасхин Д.В., Титаев В.А. Исследование конструктивных параметров пространственных перекрытий рамно-шатрового типа. // Вестник НИЦ «Строительство». Бетон и железобетон – проблемы и перспективы: Сб. статей. — Вып. 4 (15) / Под ред. А.И. Звездава – М.: АО «НИЦ «Строительство», 2017. – С. 16-27.

Автор:

Борис Сергеевич СОКОЛОВ, канд. техн. наук, заведующий лабораторией тонкостенных и пространственных конструкций НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва

Boris SOKOLOV, Ph.D. in Engineering, Head of the Laboratory of thin-walled and spatial structures of NIIZHB named after A. A. Gvozdev JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: moo-shell@mail.ru

тел.: +7 (499) 174-74-80

ПРОБЛЕМЫ СОЗДАНИЯ НОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ДИСПЕРСНО- АРМИРОВАННЫХ БЕТОНОВ

PROBLEMS OF CREATING NEW DESIGNS FROM DISPERSE REINFORCED CONCRETE

В. И. МОРОЗОВ, д-р техн. наук, проф.

Э. К. ОПБУЛ, канд. техн. наук

Ю. В. ПУХАРЕНКО, д-р техн. наук, проф.

О. С. ХЕГАЙ, канд. техн. наук

Статья посвящена экспериментально-теоретическим исследованиям новых строительных конструкций, к которым предъявляются требования повышенной трещиностойкости. Приводятся оригинальные решения и некоторые результаты экспериментально-теоретических исследований корпусов высокого давления из тяжелого армоцемента, а также рассмотрены некоторые особенности поведения сталефиброжелезобетонных конструкций в условиях сложных деформаций.

The article is devoted to experimental and theoretical research of new building constructions, the design of which is required to possess an increased crack resistance. Some original solutions and results of experimental and theoretical research of high pressure vessels made of heavy armored cement are presented. The behavior of steel fiber reinforced concrete designs in conditions of complex deformation is considered.

Ключевые слова:

дисперсно-армированный железобетон, тяжелый армоцемент, сталефиброжелезобетон, корпус высокого давления, трещиностойкость

Key words:

disperse reinforced concrete, heavy armored cement, steel fiber reinforced concrete, high pressure case, crack resistance

В статье затрагиваются проблемы создания новых строительных конструкций из двух разновидностей дисперсно-армированного железобетона: дисперсно-армированного железобетона с высоким (до 20% и более) содержанием арматуры диаметром 3 ... 5 мм (рис. 1), получившего название тяжелый армоцемент (ТАЦ) [1], и железобетона, армированного регулярной арматурой и короткими отрезками тонкой стальной проволоки (рис. 2), получившего название сталефиброжелезобетон (СФЖБ) [2].



Рис. 1. Опытный образец ТАЦ со следами трещин

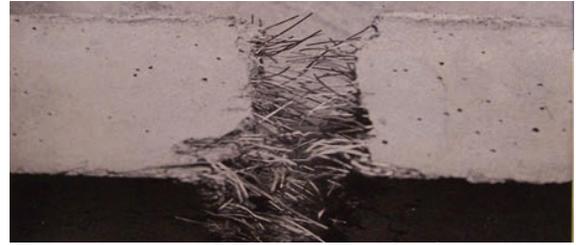


Рис. 2. Опытный образец из СФБ

Начало широких исследований обоих материалов и конструкций из них в нашей стране и за рубежом приходится на конец 60-х — 70-е годы XX века.

Появлению ТАЦ предшествовали исследования проблемы создания железобетонных корпусов высокого давления (КВД) для ядерных реакторов (ЯР), а впоследствии — аккумуляторов тепла (АТ) и автоклавов (АК) для строительных и специальных технологий.

Основная идея разрабатываемых конструкций КВД, предложенная Г.Н. Шоршневым, состояла в замене традиционного для таких конструкций (по опыту зарубежных стран) предварительно напряженного железобетона, который требует уникального и дорогостоящего оборудования, в нашей стране не производимого, на ТАЦ, который обеспечивал возможность размещения рабочей арматуры по всему бетонному сечению стенок КВД в соответствии с прочностным расчетом и исключительно высокую трещиностойкость, обусловленную спецификой поведения материала под нагрузками и воздействиями.

На рис. 3 и 4 показаны соответственно структура элемента из ТАЦ и графики зависимости «Нагрузка — относительные деформации» для образцов с разным процентом и разными диаметрами армирования при центральном растяжении (напряжения даны в мегапаскалях при ширине раскрытия трещины 0,1мм) [3]. Фактически обнаруживалось, что ширина раскрытия трещин в ТАЦ не превышает допустимого уровня (0,2 ... 0,3 мм) даже к моменту разрыва проволок (т. е. при $\sigma_s=600$ МПа), а при наиболее рациональном характере армирования (при $\mu=12\%$ и $d=3$ мм) возможно применение высокопрочной арматуры Вр-II практически с полным использованием ее прочностных свойств без предварительного напряжения: опыты с такими образцами показали, что трещины с раскрытием 0,1 мм наблюдались при напряжениях в арматуре порядка 1100 МПа.

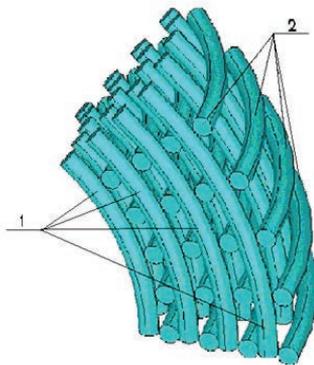


Рис. 3. Структура элемента из ТАЦ

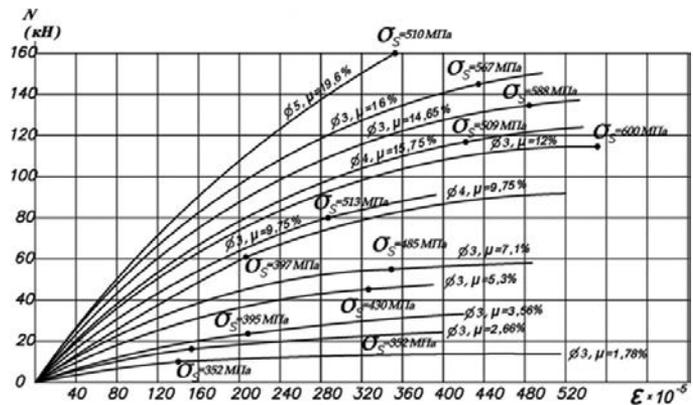


Рис. 4. График «Нагрузка — относительные деформации» для образцов с разным процентом и разными диаметрами армирования при центральном растяжении (напряжения даны в мегапаскалях при $a_{cr} = 0,1$)

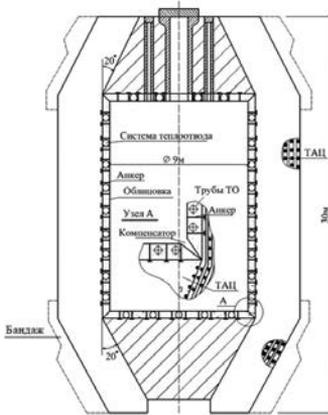


Рис. 5. Принципиальная конструкция КВД

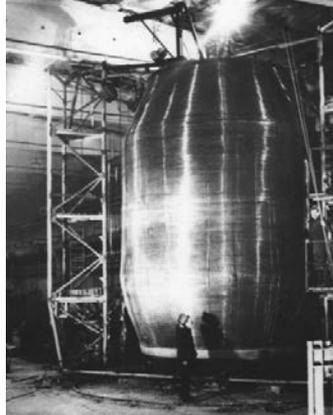


Рис. 6. Общий вид крупномасштабной модели ЯР после намотки последнего слоя арматуры перед бетонированием



Рис. 7. Бетонирование последнего слоя



Рис. 8. Модель корпуса реактора из ТАЦ в 1/3 натуральной величины после изготовления

На рис. 9 показана оригинальная конструкция полусферического КВД. В этом решении торцовые элементы (см. поз. 3 на рис. 9) выполнены не из обычного железобетона, принятого в цилиндрических конструкциях, а из сталефибробетона (СФБ) без регулярной арматуры.

С использованием аналитических и численных методов получены решения ряда задач о термонапряженном состоянии и трещиностойкости созданных конструктивных решений. Обнаружена перспективность повышения надежности КВД из ТАЦ полусферической формы по сравнению с цилиндрической (рис. 10) [4]. При этом отмечается повышенная технологичность выполнения арматурных работ, в частности, вблизи торцовых элементов.

С использованием ТАЦ были разработаны оригинальные конструктивные решения КВД ЯР, АТ и АК на основе базовой конструкции, показанной на рис. 5 [1].

На рис. 6, 7, 8 показаны стадии возведения крупномасштабной физической модели ЯР в 1/3 натуральной величины.

Экспериментальные исследование и полученные при этом результаты, в том числе не имеющие аналогов в мировой практике исследования подобных сооружений, обнаружили исключительно высокую трещиностойкость, повышенный предел упругой работы конструкций и абсолютное отсутствие опасности хрупкого разрушения, что свидетельствует о высокой надежности принятых конструктивных решений.

Вместе с тем анализ полученных результатов на цилиндрических моделях КВД позволил перейти к рационализации конструктивного решения на базе замены цилиндрической формы на полусферическую.

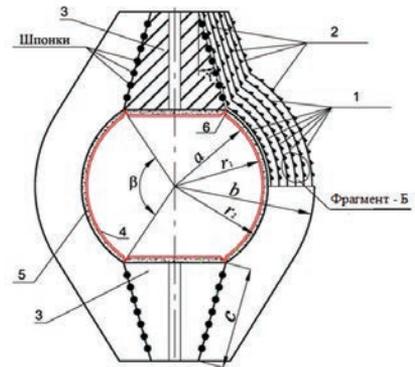


Рис. 9. Принципиальная конструктивная схема полусферического КВД (фрагмент Б – см. рис. 3): 1 – вертикальная арматура; 2 – кольцевая арматура; 3 – верхний и нижний торцовые элементы с проходками; 4 – внутренняя герметизирующая облицовка; 5 – теплоизоляция; 6 – компенсатор облицовки

В настоящее время исследуется НДС и прочность торцовых элементов из СФБ в форме толстых конических плит, опертых по боковой поверхности. Рассматривается два варианта сопряжения днищ со стенками: со шпонками и без них. В последнем случае предусматривается возможность смещение днища относительно стенок, когда торцовый элемент по сути превращается в «пробку».

Расчетная схема строится с использованием аппарата теории деформирования железобетона с трещинами в сочетании с методом предельного равновесия, развитых в трудах профессора А.А. Гвоздева [5, 6].

Учитывая сложный характер НДС днища и определенную трудность прогнозирования характера трещинообразования СФБ, был выполнен ряд исследований СФБ в сочетании с регулярным армированием (СФЖБ), а именно: в условиях чистого [7] и поперечного изгиба, в том числе для элементов круглого сечения [8], плоского [9] и косоуго [10] внецентренного сжатия, а также изгиба с кручением [11]. При этом прорабатывался вопрос об использовании высокопрочной арматуры без предварительного напряжения. Заметим, что в настоящее время в нормативной литературе отсутствуют рекомендации по расчету и проектированию сталефибро-железобетонных конструкций в условиях сложных деформаций.

На рис. 11 приводятся некоторые результаты испытания опытных балок круглого сечения из СФЖБ в условиях поперечного изгиба.



Рис. 11. Характер трещинообразования СФЖБ элементов круглого сечения при поперечном изгибе

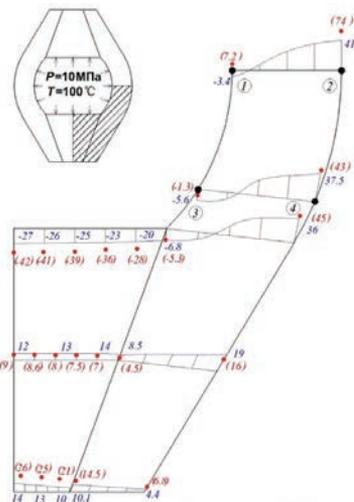


Рис. 10. Значения тангенциальных деформаций ($\epsilon \cdot 10^5$, отн. ед.) в нелинейных расчетах цилиндрического (в скобках) и сферического (без скобок) КВД на совместное действие давления 10 МПа и температуры 100 °С

Проведенные уже на данном этапе экспериментально-теоретические исследования расширили перспективы создания эффективных конструкций из СФЖБ для энергетического и специального назначения. Дальнейшие исследования, по мнению авторов, целесообразно направить на совершенствование конструктивно-технологических решений и развитие нормативно-технической базы и рекомендаций по проектированию и возведению таких сооружений.

Библиографический список

1. Морозов В.И. Корпуса высокого давления для энергетических, строительных и специальных технологий. — СПб.: СПбГАСУ, 2011.
2. Морозов В.И. Фиброжелезобетонные конструкции с высокопрочной арматурой / В.И. Морозов, Ю.В. Пухаренко, Э.К. Опбул, А.О. Хегай; под общ. ред. д-ра техн. наук, проф. В. И. Морозова; — СПб., СПбГАСУ, 2017.

3. *Шоршнев Г.Н.* Физико-механические свойства тяжелого армоцемента / Г.Н. Шоршнев, В.И. Морозов, В.И. Жуков // Бетон и железобетон. – 1984. — №10. — С. 7-9.
4. *Юй Хуэй.* Напряженно-деформированное состояние корпуса сферической формы из тяжелого армоцемента при внутреннем нагреве и высоком давлении. / Х. Юй // Автореф. дис. ... канд. техн. наук; СПбГАСУ, СПб., 2013.
5. *Гвоздев А.А.* Метод предельного равновесия. — М.: Стройиздат, 1949.
6. *Гвоздев А.А.* Работа железобетона с трещинами при плоском напряженном состоянии / А.А. Гвоздев, Н.И. Карпенко // Строительная механика и расчет сооружений. — 1965. — №2. — С. 20 -23.
7. *Онбул Э.К.* Эффективное использование высокопрочной арматуры в изгибаемых элементах без предварительного напряжения / Автореф. дис. ... канд. техн. наук; СПбГАСУ, СПб., 2006.
8. *Хегай М.О.* Напряженно-деформированное состояние и прочность фиброжелезобетонных элементов круглого сечения при поперечном изгибе / Автореф. дис. ... канд. техн. наук; СПбГАСУ, СПб., 2013.
9. *Хегай А.О.* Внецентренно сжатые элементы из фибробетона, армированного высокопрочной арматурой / Автореф. дис. ... канд. техн. наук; СПбГАСУ, СПб., 2011.
10. *Евдокимова Т.С.* Экспериментальные исследования кососжимаемых железобетонных и фиброжелезобетонных элементов / Т.С. Евдокимова, В.И. Морозов // Вестник гражданский инженеров, СПбГАСУ. – СПб, 2015. – №6 (53). С. 37-41.
11. *Бахотский И.В.* Прочность фиброжелезобетонных конструкций в условиях кручения с изгибом./ Автореф. дис. ... канд. техн. наук; СПбГАСУ, СПб., 2013.

Авторы:

Валерий Иванович МОРОЗОВ, чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, профессор, заведующий кафедрой строительных конструкций СПбГАСУ, Санкт-Петербург

Valeriy MOROZOV, Correspondent Member of RAACS, Dr. Sci. Tech., Full Professor, Head of Department (Department of Engineering Constructions, SPSUACE), St. Petersburg
e-mail: gbk@spbgasu.ru

Эрес Кечил-оолович ОПБУЛ, канд. техн. наук, зав. лабораторией железобетонных конструкций СПбГАСУ, Санкт-Петербург

Ehres OPBUL, PhD in Sci. Tech., Head of Laboratory (Laboratory of Reinforced Concrete Designs, SPSUACE), St. Petersburg
e-mail: gbk@spbgasu.ru

Юрий Владимирович ПУХАРЕНКО, чл.-корр. РААСН, д-р техн. наук, профессор, зав. кафедрой технологии строительных материалов и метрологии СПбГАСУ, Санкт-Петербург

Yuriy PUKHARENKO, Correspondent Member of RAACS, Dr. Sci. Tech., Full Professor, Head of Department (Department of Technology of Building Materials and Metrology, SPSUACE), St. Petersburg
e-mail: gbk@spbgasu.ru

Олег Сергеевич ХЕГАЙ, канд. техн. наук, доцент кафедры строительных конструкций СПбГАСУ, Санкт-Петербург

Oleg KHEGAY, PhD in Sci. Tech., Associate Professor (Chair of Engineering Constructions, SPSUACE), St. Petersburg
e-mail: gbk@spbgasu.ru

НАУЧНЫЕ ОСНОВЫ ОЦЕНКИ РИСКА И ОБЕСПЕЧЕНИЯ БЕЗОПАСНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРИ КОМБИНИРОВАННЫХ ОСОБЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

SCIENTIFIC BASIS OF RISK ASSESSMENT AND SECURITY OF REINFORCED CONCRETE CONSTRUCTERS, BUILDINGS AND STRUCTURES UNDER COMBINED SPECIAL IMPACTS

А.Г. ТАМРАЗЯН, д-р техн. наук, проф.

Рассматриваются вопросы, связанные с развитием концептуальных подходов к определению допустимого уровня риска зданий и сооружений. Представлены экспериментально-теоретические исследования прочностных и деформативных характеристик железобетонных конструкций при различных температурах с учетом скорости динамического нагружения. Рассмотрены особенности расчета зданий и сооружений на прогрессирующее разрушение во всем диапазоне сочетаний силового и температурного нагружений.

The following questions are considered in the article: development of conceptual approaches to determining the permissible level of risk for buildings and structures; experimental & theoretical studies of the strength and deformation characteristics of reinforced concrete structures at various temperatures, taking into account the rate of dynamic loading; development of the theory of calculating buildings and structures for progressive destruction in the entire range of combinations of force and temperature loads.

Ключевые слова:

метод предельных состояний, надежность, риск-ущерб, целевая функция, динамический эффект, огневые воздействия, огнеударостойкость, принципы анализа риска

Key words:

method of limiting states, reliability, risk-damage, objective function, dynamic effect, fire effects, fire-shock resistance, principles of risk analysis

Вопросы, касающиеся метода расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям, напрямую относятся к проблемам обеспечения безопасности и надежности, а значит, имеют и социальное значение. Несомненно, в ряду тех, кто это разрабатывал и внедрял в расчетную и нормативную практику, - А.Ф. Лолейт, А.А. Гвоздев, П.Л. Пастернак и многие другие выдающиеся ученые.

На протяжении последних десяти лет в НИУ МГСУ на кафедре железобетонных и каменных конструкций интенсивно проводятся исследования, связанные с различными сочетаниями различного характера нагрузок и воздействий, которые стали нередки при проектировании и эксплуатации зданий в последнее время.

Это в первую очередь различные сочетания динамических воздействий в условиях высоких температур (пожара), которые возникают при взрыве, предполагающие возможность мгновенного выхода из строя одного вертикального несущего элемента, принятого в различных СП. Но в используемых расчетных комплексах и в нормативных документах не учитывается тот очевидный факт, что при взрыве возникает пожар, а при пожаре происходит взрыв. Известный пример – разрушения Нью-Йоркских башен-близнецов в 2011 г., споры о причинах которых продолжаются до сих пор.

Не менее частый случай – землетрясение с последующим пожаром. Как запроектировать и оценить остаточный ресурс таких зданий? В нормах по сейсмостойкому проектированию об этом нет рекомендаций. В различных пособиях даются оценки технического состояния зданий, железобетонных конструкций после огневого воздействия, но только для работы и эксплуатации в статической постановке.

Другой случай. Та же оценка сейсмостойкости железобетонных зданий, получивших определенные виды ущерба, дефекты силового и несилового характера. Речь идет о коррозионных повреждениях и их влиянии на несущую способность при ударных, динамических воздействиях, а также при пожаре. Подобные воздействия, следуя логике случайных процессов, с наибольшей вероятностью возникают не в начальный период эксплуатации, а через некоторое время, по сложной экспоненте и пуассоновскому распределению. А это уже стадия эксплуатации, где вероятнее всего и начинают происходить деградиационные процессы. Все это проявляется в итоговой оценке надежности, обеспечении безопасности и долговечности конструкций, зданий и сооружений.

Альтернативой численным методам анализа, а точнее, в части их безусловного усиления являются структурные, а не феноменологические теории расчета, заложенные во всех расчетных программах. В этом направлении относительно мало исследований как зарубежных, так и отечественных. Одна из первых таких работ, посвященных разработке моделей расчета железобетонных конструкций на основе структурной теории, была проведена на кафедре железобетонных конструкций 20 лет тому назад.

В [1] надежность определяется как вероятность ненаступления предельного состояния, т. е. вероятность безотказной работы. Но не более. С другой стороны, надёжность интерпретируется также как «безопасность минус риск». Теория риска решает задачи, возникающие после достижения предельных состояний. Это учет вероятности реализации последствий определенного уровня. Такую теорию можно рассматривать как логичный шаг в развитии методов расчета по предельным состояниям, который может от полувероятностного метода перейти к вероятностному. Для этого уже имеются достаточно мощные вычислительные комплексы, математический аппарат, программное обеспечение, чтобы без затратных экспериментов определить все составляющие вероятного распределения случайных процессов. Наиболее точно зависимость риск-ущерб ($R - S$) аппроксимируется экспоненциальной кривой. При этом получены зависимости, определяемые степенью обрушения (рис. 1).

Обрушение 1-й степени ($100 \text{ м}^2 \leq S \leq 240 \text{ м}^2$) описывается экспонентой с коэффициентом корреляции 0,973:

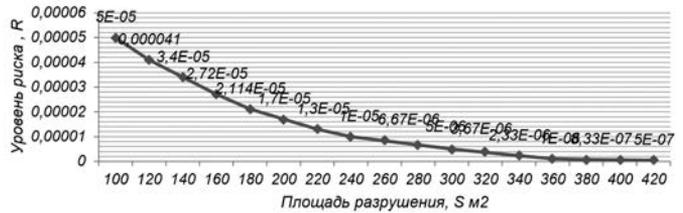


Рис.1. Зависимость уровня риска от площади разрушения

$$R = 0,00025 \cdot e^{(-0,01 \times S)} \tag{1}$$

Обрушение 2-й степени ($240 \text{ м}^2 \leq S \leq 360 \text{ м}^2$):

$$R = 0,00015 \cdot e^{(-0,01 \times S)} \tag{2}$$

Обрушение 3-й степени ($\geq 360 \text{ м}^2$):

$$R = 0,000038 \cdot e^{(-0,01 \times S)} \tag{3}$$

На основании этого формируется группа оптимизации, определяющая характеристики конструкции с учетом риска отказа. Оптимизация проводится с привлечением экономического анализа безопасности, основанного на учете затрат на ее обеспечение и потерь от возможных аварий. Это позволит заметно повысить качество проектирования и уровень безопасности объектов [2].

Обобщенная целевая функция, учитывающая себестоимость конструкции (в данном случае — монолитной плиты перекрытия), эксплуатационные затраты и риски, зависящие от категории ответственности здания, определяется как [3]

$$\Phi_3 = \left[C_1 V_b + C_2 V_b^2 + \sum_r (C_3 V_s + C_4 V_s^2) + \sum_i C_{\text{ДОП}} + (1 - P) \cdot C_{\text{ЭКС}} + R(t) \right] \tag{4}$$

где $C_{\text{ЭКС}}$ — эксплуатационные затраты.

$C_1 = C_a + C_{\text{ОЗП}} + C_{\text{ЭМ}}$ — производственная себестоимость 1 м³ бетона «в деле»;

C_b — сметная стоимость 1 м³ бетонной смеси;

$C_{\text{ОЗП}}$ — общая заработная плата рабочих;

$C_{\text{ЭМ}}$ — стоимость эксплуатации машин, включающая себестоимость аренды и стоимость израсходованной электроэнергии машины или дизельного топлива;

$C_3 = C_a + C_{\text{ОЗП}} + C_{\text{ЭМ}}$ — производственная себестоимость 1 т арматуры «в деле»;

C_2, C_4 — производственные себестоимости 1 м³ бетона и 1 т арматуры, принимаемые в зависимости от расхода;

$V_b = \omega_0 h_0 = \omega_{\sigma} x_1$ — объем бетонной смеси k-го участка пластины;

$V_{s,r} = \omega_0 h_k (\mu_1 + \mu_2) = \omega_{\sigma} x_1 (x_2 + x_3)$ — объем арматуры данного вида k-го участка пластины;

k_3 — коэффициент зимних удорожаний;

k_c — коэффициент зимних удорожаний;

$\sum_i C_{\text{ДОП}} = \Delta\Phi_s(\alpha) + \Delta\Phi(z)$ — дополнительные затраты;

$\Delta\Phi_s(\alpha)$ — затраты на изготовление каркасов и закладных деталей;

$\Delta\Phi(z)$ — затраты, учитывающие обрыв и размещение арматурных сеток, расход арматуры на обрамление технологических отверстий, перехлест и анкеровку;

$R(t)$ — риск отказа.

Разрез по поверхностям решений даст условные границы допустимой области (рис. 2), т.е. условные линии, на которых располагаются допустимые конструктивные решения для каждого вида

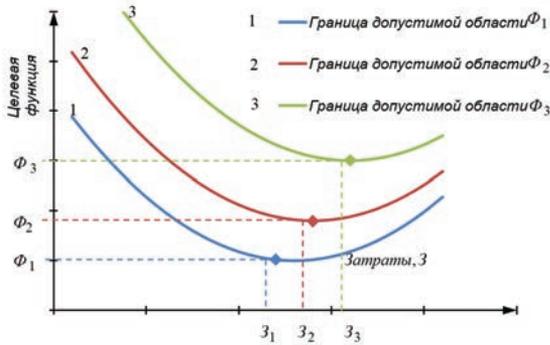


Рис. 2. Области оптимальных решений плиты в зависимости от вида целевой функции

решений позволяют минимизировать эти затраты.

Исходя из этого, выдвигается следующий тезис конструирования: каждая конструкция отвечает сама за себя, но все вместе они обеспечивают безопасность здания.

Разработанный метод количественной оценки риска позволяет решать не только задачи по определению риска аварии и связанные с ней ожидаемые материальные потери, но и задачу оптимального распределения затрат на проектирование конструкций при проектных и запроектных воздействиях и минимизации отказов, непропорциональных этим воздействиям.

При расчете на прогрессирующее разрушение возникающий динамический эффект принято учитывать коэффициентом, большим единицы, в диапазоне $\kappa_d = 1, 2 \dots 1,4$ в зависимости от этажности здания. При расчете высотных зданий нами проведены экспериментально-теоретические исследования по определению коэффициента динамичности.

Здесь большой вклад внесли профессора Н.Н. Попов, Б.С. Расторгуев, А.В. Забегаев, В.О. Алмазов, В.И. Жарницкий и др.

Однако во всех этих исследованиях не рассмотрено влияние температуры, которое ограничивалось и сейчас также ограничивается только определением огнестойкости.

Исследования показали, что в определенных температурных пределах (400-900 °С) в зависимости от скорости нагружения (0,1-0,07 с) коэффициент динамичности может колебаться от 0,6 до 0,8 (рис. 3)[4].

В работе [5] получена корреляционная зависимость κ_d от температуры для железобетонной балки: – при времени нагружения 0,07 с

$$\kappa_d = 1,2014 - 8,807 \cdot 10^{-9} t^2 - 0,000067t; \tag{5}$$

– при времени нагружения 0,1 с

$$\kappa_d = 1,18 - 8,19 \cdot 10^{-9} t^2 - 0,000093t. \tag{6}$$

Это свидетельствует о том, что в расчетных комплексах, где не учитываются свойства бетона и железобетона резко менять свои значения при высокой температуре, заложены неправомерные запасы стойкости к прогрессирующему разрушению. Стойкость зданий к запроектным нагрузкам в этом случае оказывается завышенной более чем в 2 раза!

целевой функции, отличающиеся уровнем затрат, требующихся для достижения оптимума. Как видно из рис. 2, условное оптимальное значение для целевой функции Φ_1 достигается при уровне затрат Z_1 , тот же уровень оптимальности для функции Φ_2 достигается при уровне затрат $Z_2 > Z_1$. Аналогично для функции Φ_3 уровень затрат $Z_3 > Z_2 > Z_1$.

Конструкционная безопасность может быть обеспечена при различных уровнях материальных затрат. Правильная структура целевой функции и методика поиска оптимальных

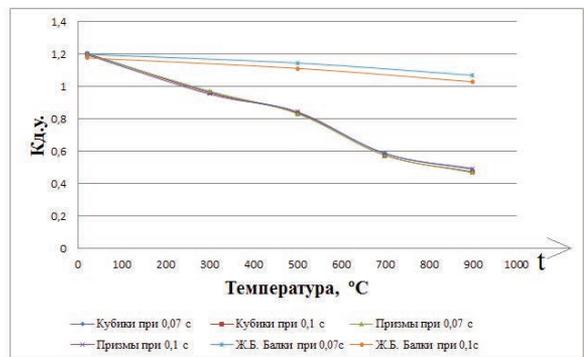


Рис. 3. График зависимости коэффициента динамического упрочнения бетонных кубиков, призм и железобетонных балок от огневых воздействий

Динамический расчет с использованием разработанной методики позволяет построить кривую снижения статической и динамической прочности элемента при температурах до $T=900\text{ }^{\circ}\text{C}$ (рис. 4).

Из графика видно, что при нормативной нагрузке $N_{действ.} = 71\text{ кН}$ в температурном интервале от $T=20\dots 900\text{ }^{\circ}\text{C}$ статическая прочность колонны обеспечена, а динамическая прочность при температуре пожара $T=900\text{ }^{\circ}\text{C}$ получается меньше действующей внешней нормативной нагрузки $N_{дун.разр.} = 63,15\text{ кН} < N_{действ.} = 71\text{ кН}$, что свидетельствует о разрушении и потере несущей способности элемента. Потеря несущей способности железобетонной колонны происходит при температуре стандартного пожара $T=805\text{ }^{\circ}\text{C}$

Определенный интерес представляет задача определения температуры, при которой коэффициент динамичности по материалу будет равен статическому коэффициенту редукции при пожаре $K_{dt} = \gamma_T$. Этот момент является исходной точкой развития опасной зоны работы колонны при динамическом нагружении. Для расчетного примера это происходит при температуре 468,9 $^{\circ}\text{C}$ (см. рис. 4).

Расчеты огнестойкости конструкции при динамическом нагружении показывают, что важно знать начало приложения динамической нагрузки по графику стандартного или реального температурного режима (рис. 5, а). Понятно, что чем позже будет приложена одна и та же динамическая нагрузка, тем несущая способность колонны будет меньше. Или же при меньшей динамической нагрузке произойдет потеря несущей способности у этих колонн. В итоге такой сценарий приводит к эквивалентности динамической и статической нагрузок.

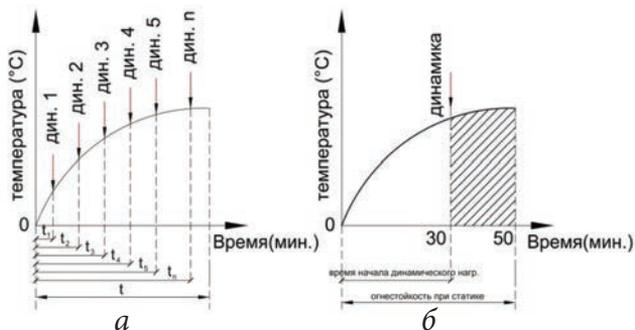


Рис. 5. Варианты динамического нагружения элементов при пожаре: а — схематичное приложение динамической нагрузки; б — огнестойкость колонны при разных типах нагружений

Проведенный по разработанной методике нелинейный динамический расчет колонны при времени стандартного пожара 30 мин показывает, что сжатый железобетонный элемент перестает удовлетворять требуемому пределу огнестойкости. На рис. 5, б штриховкой отмечена опасная зона, показывающая пределы сокращения огнестойкости колонны при динамическом нагружении.

Поэтому актуализация расчетных процедур, введение в конечные элементы свойства не твердого

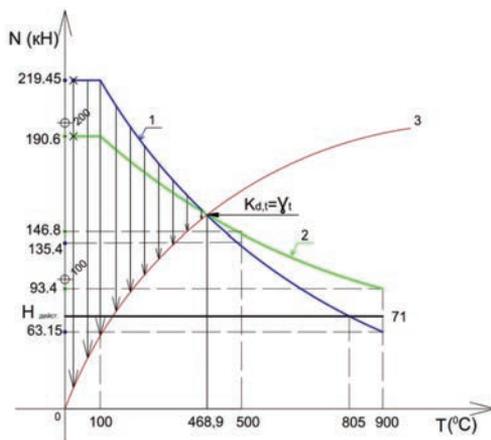


Рис. 4. График прочности железобетонной колонны при стандартном температурном режиме: 1 — динамической; 2 — статической; 3 — кривая температуры пожара по ISO 834

деформируемого тела, а именно железобетона, с его до конца еще не изученными свойствами во всем диапазоне физической, геометрической, конструктивной нелинейности на основе структурной теории деформирования позволит гарантировать надёжность результатов компьютерного моделирования и расчета.

Концепция взрывоогнеударостойкости конструкций, зданий и сооружений должна базироваться на общей модели возникновения и развития комбинированных особых воздействий, которая будет включать несколько подчиненных моделей, логически связанных между собой [6,7].

При решении подобных задач необходимо учитывать специфику мер, обеспечивающих огнестойкость конструкций. В условиях комбинированного воздействия пожара и взрыва эти меры могут противоречить друг другу. Например, для ослабления действия взрыва требуется устройство легко сбрасываемых конструкций, а для предупреждения развития пожара, наоборот, в ряде случаев необходимо ограничивать образование проемов в помещении. Те же противоречия возникают при обеспечении пожаробезопасности в сейсмостойких зданиях.

Понятие «безопасность» определяет государственная система, работающая с приемлемым уровнем риска. Риском управляют в соответствии с мерами по обеспечению безопасности.

Адекватная политика управления риском должна быть основана на согласии в обществе и делится, по крайней мере, на три критерия:

- приемлемый уровень индивидуального риска;
- приемлемый уровень коллективного риска;
- стоимость, связанная с определенными спасательными мерами по обеспечению безопасности.

Эмпирические распределения воздействий и ущербов при различных ЧС природного характера описываются несколькими типами распределений: нормальным (Гауссовским) законом, логнормальным, экспоненциальным и степенным распределением. Например, статистический анализ природного риска показал, что размещение опасности μ на территории имеет вид пуассоновских ансамблей с функцией вероятностей вида

$$P(S) = \mu^k/k! \cdot \exp(-\mu). \quad (7)$$

Параметром этого распределения является математическое ожидание μ рисков на единицу площади.

На основе анализа риска выбираются рациональные меры защиты, которые должны основываться на использовании следующих принципов [8, 9]:

1. Принцип оправданности практической деятельности

Любая деятельность, если польза от нее для общества не превышает ущерб от связанного с ней риска, не может быть оправдана. Польза для общества от какой-либо деятельности не всегда может совпадать с пользой для отдельной личности, поэтому данный принцип должен быть дополнен следующими условиями:

- деятельность, при которой тот или иной индивидуум подвергается чрезмерному риску, не может быть оправдана, даже если эта деятельность выгодна для общества в целом;
- члены общества добровольно соглашаются на наличие в их жизни определенного риска от той или иной деятельности, не превышающего допустимый уровень, и находящегося в пределах традиционных изменений ущерба и выгод от этой деятельности;
- затраты на защиту каждой личности от чрезмерного риска (денежные компенсации, перемещение населения и т.п.) должны включаться в общую сумму затрат на данный проект и вид деятельности и учитываться при оценке полезности этого проекта или вида деятельности для общества в целом.

2. Принцип оптимизации защиты

Использование лишь принципа обоснования не обеспечивает минимальный уровень риска. Рациональный объем мер (целевая функция безопасности) определяется из условия максимума отно-

шения предотвращенного ущерба к затратам на осуществление мер защиты

$$F_{\max} = \Delta M[W, \Delta t, v] / C(v), \quad (8)$$

где $\Delta M[W, \Delta t, v] = WQ(\Delta t) - W'(v) Q_{\text{чс}}(\Delta t v)$ – математическое ожидание предотвращенного благодаря приятным мерам защиты ущерба; C – затраты на реализацию мер защиты.

3. Принцип обстоятельности

Управление риском будет эффективным и последовательным, если включен весь совокупный спектр существующих в обществе опасностей и общий риск от них для любого человека и общества в целом не превышает допустимый уровень.

4. Принцип обоснования:

$$W'Q_{\text{чс}}(\Delta t) + C < WQ_{\text{чс}}(\Delta t) \text{ или } \Delta M[W, \Delta t] - C > 0. \quad (9)$$

Отсюда при известных значениях ущерба правило принятия решения можно записать в виде

$$Q_{\text{чс}}(\Delta t) > Q_{\text{чс}}^o(\Delta t), \quad (10)$$

где $Q_{\text{чс}}^o(\Delta t) = \frac{C}{\Delta W} - \left(\frac{W}{\Delta W} + 1\right) \Delta Q_{\text{чс}}$ – критериальное значение для правила принятия решения (минимально допустимая вероятность стихийного бедствия или аварийного воздействия);

$\Delta W = W - W'$, $\Delta Q_{\text{чс}} = Q_{\text{чс}}(\Delta t) - Q_{\text{чс}}^o(\Delta t)$, где W' — потери от ЧС в случае реализации мер защиты.

5. Принцип избирательности

В первую очередь реализуются те меры, которые приводят к наибольшему снижению риска при одинаковых затратах. С этой целью меры необходимо ранжировать по удельной эффективности (на единицу затрат).

6. Принцип достаточности

$$Q_0(\Delta t) \leq (Q_0(\Delta t))_n, \quad (11)$$

где $(Q_0(\Delta t))_n$ — приемлемый уровень риска (индивидуальной вероятности смерти за интервал времени Δt от рассматриваемого источника опасности).

7. Принцип оправданного риска

Всеякие меры F по снижению риска призваны уменьшить денежные затраты. Отношение стоимости безопасности мер SC_f к общему сокращению риска ΔR_m

$$SC_f / \Delta R_m = LSC_f \quad (12)$$

может быть выражено в денежно-кредитных единицах на единицу повреждения или, например, в некоторой стоимости спасения человеческой жизни LSC_v .

Особый вопрос — о допустимом уровне риска.

Оценка вероятности ущерба

$$R \leq R_{adm} \quad (13)$$

где R — риск нанесения объекту ущерба определенного уровня при опасном воздействии данной интенсивности за срок службы объекта или обозначенный период;

R_{adm} — допустимый риск.

Величина R может в общем случае быть определена по формуле

$$R = P(H) \cdot P(S/H) \cdot P(T/H) \cdot P(C/H) \cdot D, \quad (14)$$

где $P(H)$ – вероятность возникновения опасности; $P(S/H)$ и $P(T/H)$ – вероятность встречи опасности с рассматриваемым объектом в пространстве и времени; $P(C/H)$ – вероятность нанесения ущерба данного уровня разрушения, гибели людей и т.п.; D – стоимость объекта, численность населения и другие общие показатели.

Критерии допустимого риска требуют наличия соответствующих статистических данных, которые применительно к ЧС не всегда достигнуты или наличествуют.

Исходя из сравнительной оценки риска, целесообразно допустимый риск прогрессирующего раз-

рушения принимать на уровне $R = 1 \cdot 10^{-5} \dots 5 \cdot 10^{-5}$ в зависимости от объема возможных разрушений. Это в 5-10 раз выше западноевропейских показателей [10].

В терминах надежности это соответствует интервалу значений $0,99800 \dots 0,99870$. Принятая надежность $H = 0,99865$.

Предложенные принципы оценки ущерба от аварийных воздействий способны стать действенным инструментом для оценки риска отказа, определения необходимых материальных затрат для его ликвидации и обоснования инвестиций в проектируемые объекты с учетом возникновения аварийных ситуаций.

С учетом вышеизложенного необходимо дальнейшее совершенствование общей концепции оценки комбинированных особых воздействий на строительные материалы, конструкции, здания, сооружения, а также методов и средств испытания в этих условиях на основе огнеударостойкости. Использование теории риска в таких случаях приводит к приемлемым методом оценки и эффективным решениям.

Библиографический список

- ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения.
- Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. Оптимизация железобетонных конструкций с учетом анализа риска на примере железобетонной плиты перекрытия. В сб.: Бетон и железобетон — взгляд в будущее. / Научн. тр. III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону: в 7 томах. — 2014. — С. 365-378.
- Тамразян А.Г., Филимонова Е.А. Структура целевой функции при оптимизации железобетонных плит с учетом конструкционной безопасности. // Промышленное и гражданское строительство. — 2013. — № 9. — С. 14-15.
- Tamrazyan A., Avetisyan L. Estimation of load bearing capacity of eccentrically compressed reinforced concrete elements under dynamic loading in fire conditions. // Applied Mechanics and Materials. — 2014. — Т. 638-640. — С. 62-65.
- Тамразян А.Г., Аветисян Л.А. Особенности работы железобетонных колонн в условиях динамических воздействия после пожара. / В сб.: Бетон и железобетон — взгляд в будущее. / Научн. тр. III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону: в 7 томах. — 2014. — С. 150-160.
- Тамразян А.Г. Огнеударостойкость несущих железобетонных конструкций высотных зданий. // Жилищное строительство. — 2005. — № 1. — С. 7.
- Тамразян А.Г., Аветисян Л.А. Расчет внецентренно-сжатых железобетонных элементов на кратковременную динамическую нагрузку. // Строительство: наука и образование. — 2013. — № 4. — С. 2.
- Тамразян А.Г. Основные принципы оценки риска при проектировании зданий и сооружений. // Вестник МГСУ, 2011. — № 2-1. — С. 21-27.
- Тамразян А.Г. Ресурс живучести — основной критерий проектных решений высотных зданий. // Жилищное строительство. — 2010. — № 1. — С. 15-18.
- Снижение рисков в строительстве при чрезвычайных ситуациях природного и техногенного характера: Научное издание. / А.Г. Тамразян [и др.]; под общ. ред. Тамразяна А.Г. Изд. 2-е. — М.: Издательство АСВ, 2012.

Автор:

Ашот Георгиевич ТАМРАЗЯН, д-р техн. наук, проф., заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций НИУ МГСУ, Москва

Ashot TAMRAZYAN, Doctor of Sci (Eng), Full Professor, Head of Department of Reinforced Concrete and Stone Structures, National Research University «Moscow State University of Civil Engineering, Moscow

e-mail: tamrazian@mail.ru

тел.: +7 (495) 287-49-14 (3036, 3084), +7 (903) 730-58-43

НЕКОТОРЫЕ ПРОБЛЕМЫ ЖИВУЧЕСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ ПРИ АВАРИЙНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

CURRENT PROBLEMS OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURAL SYSTEMS SUR- VIVABILITY AT EMERGENCY IMPACTS

В. И. КОЛЧУНОВ, д-р техн. наук, проф.

Н. В. ФЕДОРОВА, д-р техн. наук, проф.

Рассматриваются проблемы обеспечения живучести и защиты железобетонных конструктивных систем от прогрессирующего обрушения при аварийных воздействиях. Представлены подходы к решению задач живучести железобетонных конструкций и этапы расчета конструктивных систем из железобетона в запредельных состояниях. Дан анализ экспериментальных исследований фрагментов железобетонных конструкций при внезапном выключении из работы (удалении) одного из несущих конструктивных элементов.

The article deals with a problem of reinforced concrete survivability and defense them against progressive collapse after emergency impacts. Techniques to solve the reinforced concrete structures survivability problem and stages of reinforced structures computation at states beyond the limit are presented. The analysis of experimental studies for reinforced concrete structural elements at instantaneous removal one of bearing structural elements is given.

Ключевые слова:

живучесть, железобетон, конструкции, аварийные воздействия, защита от прогрессирующего обрушения

Key words:

survivability, reinforced concrete, structures, emergency impacts, defense against progressive collapse

О проблеме живучести. Интерес к этой проблеме в мире возник уже не одно десятилетие назад, но в нашей стране особенно он обозначился в последние годы в связи с принятием федерального закона «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений», №384-ФЗ. К настоящему времени в стране и за рубежом уже выполнен ряд исследований по этой проблеме и накоплены некоторые экспериментальные результаты, позволяющие говорить о возможности нормирования отдельных параметров живучести сооружений и привлечения внимания проектировщиков к этой проблеме, тем более что решение отдельных задач этой проблемы по обеспечению защиты конструктивных систем зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения при аварийных повреждениях

и локальных разрушениях уже четко обозначено в нормативных документах последнего поколения [1,2].

О терминологии. В свое время в ГОСТ 27.002-89 [3], пожалуй, впервые в отечественных нормах, термин «живучесть», предложенный в свое время В.В. Болотиным, был включен в нормативный документ, и живучесть определялась как свойство объекта, состоящее в его способности противостоять развитию критических отказов из дефектов и повреждений при установленной системе технического обслуживания и ремонта, или свойство объекта сохранять ограниченную работоспособность при воздействиях, не предусмотренных условиями эксплуатации, или свойство объекта сохранять ограниченную работоспособность при наличии дефектов или повреждений определенного вида, а также при отказе некоторых компонентов. И хотя согласно указанному документу это определение обобщается на «любые технические объекты – изделия, сооружения...», специфика конструктивной безопасности и живучести строительного объекта такова, что термин «живучесть» применительно к строительным конструктивным системам зданий и сооружений требует отдельного рассмотрения. Такие предложения уже неоднократно высказывались в научных публикациях, например, [4-10]. По-видимому, в ближайшее время предстоит однозначно определиться с этим термином, с тем чтобы более активно привлекать к рассматриваемой проблеме специалистов отрасли.

О расчетных моделях. В настоящее время в отечественных и зарубежных исследованиях и нормативных документах имеется ряд предложений по расчету живучести сооружений, а точнее сказать, предложений к решению задач первого этапа проблемы живучести — защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения [4-6, 12-17].

Алгоритмы расчета, предлагаемые в этих работах, по существу сводятся к следующим основным этапам.

На первом этапе выполняется расчет по так называемой первичной расчетной схеме в эксплуатационной стадии, с учетом режимности нагружения конструкции, предшествующей локальному разрушению. При этом расчет сложной конструктивной системы из нелинейно деформируемых материалов типа железобетона может вестись с несколькими уровнями: всей праз статически неопределимой конструктивной системы (рис.1, а); характерного фрагмента, в котором расположен выполняемый элемент (рис.1, б) и расчет отдельного элемента по нормальному или наклонному сечению (рис.1, в).

Полученное расчетом на первом этапе напряженно-деформированное состояние является исходным для второго этапа, на котором выполняется расчет ($n-m$) раз статически неопределимой конструктивной системы с выключенным из работы элементом, например, угловой или промежуточной

колонны, см.рис.1, б. (Здесь m — степень уменьшения статической неопределимости системы после выключения конструктивного элемента). Нагрузкой на этом этапе является эксплуатационная нагрузка, приложенная к несущим элементам конструктивной системы, и приложенные с обратным знаком усилия в выключаемом элементе, полученные на первом этапе расчета.

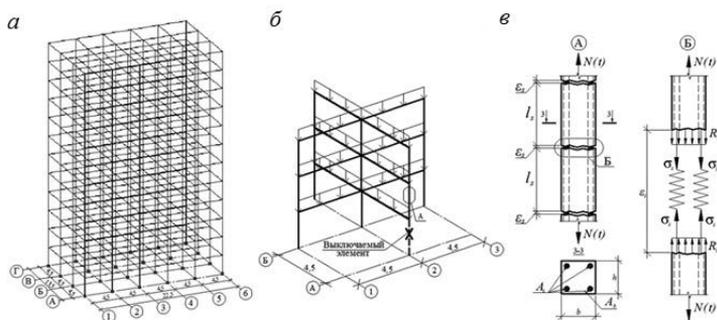


Рис. 1. Расчетные схемы первого (а), второго (б) и третьего (в) уровней при расчете железобетонного каркаса 12-этажного здания

Уместно заметить, что в некоторых работах, например, в [18,19], в качестве нагрузки на этом этапе рассматриваются усилия в удаленных элементах, увеличенные на коэффициент, учитывающий динамику процесса. При таком подходе непонятно, как определяются количественные значения этого коэффициента, а главное, теряется физический смысл рассматриваемой задачи, в основе которой лежит известная задача С.П. Тимошенко о падении груза на балку с нулевой высоты.

На третьем этапе расчета, по полученному по вторичной расчетной схеме напряженно-деформированному состоянию ($n-m$) раз статически неопределимой конструктивной системы, определяются динамические догрузки и динамические усилия в наиболее напряженных сечениях несущих элементах системы. Здесь под термином «динамическое догружение» понимается параметр, равный отношению усилия в рассматриваемом сечении, полученного из расчета по вторичной расчетной схеме, к усилию в том же сечении, полученному из расчета по первичной расчетной схеме. Затем выполняется критериальная проверка несущей способности элементов конструктивной системы для рассматриваемого особого предельного состояния по нормальным сечениям, с учетом дополнительных динамических догрузений в арматуре, вызванных трещинообразованием в бетоне (см. рис. 1, в). Аналогично проверяются расчетные наклонные сечения и узлы соединения конструктивных элементов. При этом в качестве условий прочности при оценке устойчивости к прогрессирующему обрушению могут быть использованы прочностные критерии по сжатию бетону (рис. 2, а), растянутой арматуре (рис. 2, б), а при больших прогибах — как для висячей системы (рис. 2, в). Для некоторых типов конструктивных систем целесообразно использовать деформационные критерии, определяющие их геометрическую неизменяемость в запредельных состояниях.

Экспериментальные исследования. Особая роль в решении задач живучести и защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения отводится экспериментальным исследованиям деформирования и разрушения железобетонных конструкций при структурных перестройках, вызванных внезапным выключением одного из конструктивных элементов. Как в России, так и за рубежом такие исследования немногочисленны и выполнены, в основном, для простейших балочных и рамных конструктивных систем [4,7,11-13,20]. Тем не менее, этими исследованиями установлен ряд важных особенностей и закономерностей деформирования трещинообразования и разрушения фрагментов конструктивных систем в запредельных состояниях. В частности, в этих исследованиях экспериментально установлено, что внезапное выключение одного из несущих элементов из кон-

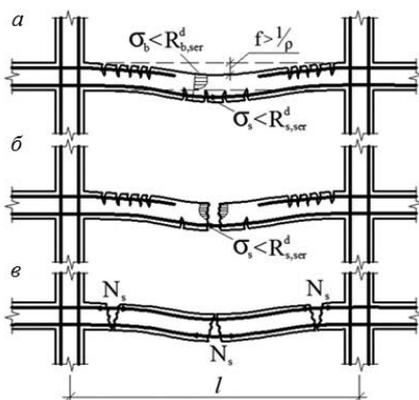


Рис. 2. К критериальной проверке железобетонных элементов конструктивной системы при «пластическом» (а) «хрупком» (б) разрушении и для случая расчета как висячей нити (в)

структивной системы вызывает не только перераспределение силовых потоков, но и динамические догрузки её элементов. Образование трещин в железобетонных конструкциях существенно усиливает эффект динамических догрузений. В зависимости от топологии конструктивной системы, места расположения выключаемого элемента и других факторов разрушение конструкции может носить локальный или прогрессирующий характер.

Заключение. Решение проблемы живучести и защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения и переход к нормированию параметров живучести во многом будет зависеть от постановки и решения целого ряда новых задач. В их числе можно отметить задачу обоснования местоположения выключаемых элементов, задачу обоснования размеров допустимых зон локальных разрушений для различных.

типов конструктивных систем зданий и сооружений, задачу по изучению режимного стататико-динамического деформирования железобетона при динамическом догружении конструкций с учетом накопления коррозионных и других средовых повреждений и связанную с ней задачу выключения элементов не только от истощения несущей способности, но и от потери устойчивости. Большой круг вопросов рассматриваемой проблемы определяется разработкой конструктивных мероприятий по повышению живучести конструктивных систем зданий и сооружений и их защите от прогрессирующего обрушения, а также исследований по назначению и обоснованию нормируемых параметров живучести для регламентирующих документов нового поколения.

Библиографический список

1. СП 296.1325800.2017. Здания и сооружения. Особые воздействия.
2. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований.
3. ГОСТ 27.002-89 Надежность в технике. Основные понятия. Термины и определения.
4. *Гениев Г.А.* Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях. / Г.А. Гениев, В.И. Колчунов, Н.В. Ключева, А.И. Никулин, К.П. Пятикрестовский. – М.: АСВ, 2004.
5. *Шатино Г.И.* Проблема защиты жилых зданий от прогрессирующего обрушения. // Бетон и железобетон: матер. II Всерос. конф. Том 2. – М.: НИИЖБ.— 2005. – С. 258-261.
6. *Кодыш Э.Н.* Защита многоэтажных зданий от прогрессирующего обрушения / Э.Н. Кодыш, Н.Н. Трекин, Д.А. Чесноков // Промышленное и гражданское строительство. — 2016. – № 6. – С. 8-13.
7. *Колчунов В.И.* Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях / В.И.Колчунов, Н.В.Ключева, Н.Б.Андросова, А.С. Бухтиярова. – М.: АСВ, 2014.
8. *Травуш В.И.* Расчет параметра живучести рамно-стержневых конструктивных систем./ В.И.Травуш, Н.ВФедорова.// Научный журнал строительства и архитектуры. —2017. — №1 (45). —С. 21-29.
9. *Тамразян А. Г.* Ресурс живучести – основной критерий решений высотных зданий. // Жилищное строительство. — 2010. – № 1. – С. 15.
10. *Бондаренко В.М.* Концепция и направления развития теории конструктивной безопасности зданий и сооружений при силовых и средовых воздействиях / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов // Промышленное и гражданское строительство. — 2013. – №2. – С. 28-31.
11. *Bao Y.* Macromodel-based simulation of progressive collapse: reinforced concrete frame structures / Yihai Bao, Sashi K Kunnath, Sherif El-Tawil, Hai S Lew // Journal of Structural Engineering. — 2008. – Vol. 134. — № 7. – P. 1079-1091.
12. *Lew H. S.* An Experimental and Computational Study of Reinforced Concrete Assemblies under a Column Removal Scenario / H.S. Lew, Bao Yihai, Sadek Fahim, Joseph A. Main, Santiago Pujol, Mete A. Sozen. // Boulder: Natl. Inst. Stand. Technol. Tech. Note 1720, 2011.
13. *Mosalam K. M.* Modeling Progressive Collapse in Reinforced Concrete Framed Structures. / Khalid M. Mosalam, Mohamed Talaat, Sangjoon Park // The 14 World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008.
14. *Травуш В.И.* Некоторые направления развития теории живучести конструктивных систем зда-

ний и сооружений. / В.И.Травуш, В.И.Колчунов, Н.В.Клюева.// Промышленное и гражданское строительство. —2015. — №3. — С.4-9.

15. UFS4-023-3 Designofbuildingstore sistprogressivecollapse [Комплексные требования по строительству зданий и сооружений, устойчивых к прогрессирующему обрушению]. USA.

16. EN 1991-1-7-2009 Еврокод 1. Воздействие на конструкции. Ч. 1-7. Особые воздействия. — Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2010.

17. ДСТУ-НБ В.1.2-16:2013 Определение класса последствий (ответственности) и категории сложности объектов строительства.— Киев: Минрегион Украины, 2013.

18. Алмазов В.О. Динамика прогрессирующего разрушения монолитных многоэтажных каркасов. / В.О. Алмазов, Као Зуй Кхой. – М.: АСВ, 2013.

19. Назаров Ю.П. К проблеме обеспечения живучести строительных конструкций при аварийных воздействиях. / Ю.П. Назаров, А.С. Городецкий, В.Н. Симбиркин. // Строительная механика и расчет сооружений, 2009. – № 4. – С. 5-9.

20. Алькади С.А. Экспериментальные исследования живучести фрагмента каркаса здания с железобетонными составными элементами, работающими на изгиб с кручением / С.А. Алькади, А.И. Демьянов, Е.В. Осовских //Строительная механика и расчет инженерных конструкций. —2017. — №5.—С.72-80.

Авторы:

Виталий Иванович КОЛЧУНОВ, академик РААСН, д-р техн. наук, проф., зав. кафедрой уникальных зданий и сооружений Юго-Западного государственного университета, Курск

Vitaliy KOLCHUNOV, academician of RAACS, Doctor of Science in Tech., Full Prof., Head of the unique buildings and structures department of the South-West State University, Kursk

e-mail: asiorel@mail.ru

тел.: +7 (910) 315-48-50

Наталья Витальевна ФЕДОРОВА, советник РААСН, д-р техн. наук, проф. кафедры железобетонных и каменных конструкций, Московского государственного строительного университета, Москва

Nataliya FEDOROVA, advisor of RAACS, Doctor of Science in Tech., Full Prof., Prof. of the reinforced concrete and masonry structures department of the Moscow State University of Civil Engineering, Moscow

e-mail: fenavit@mail.ru

тел.: +7 (960) 697-12-30

ОСОБОЕ ПРЕДЕЛЬНОЕ СОСТОЯНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ АВАРИЙНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

PARTICULAR LIMIT STATE OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES UNDER EMER- GENCY EXPOSURE

Э. Н. КОДЫШ, д-р техн. наук, проф.

Н. Н. ТРЕКИН, д-р техн. наук, проф.

Анализируется возможность установления особого предельного состояния для изгибаемых железобетонных конструкций, при котором в результате взрыва, техногенной аварии или иных запроектных воздействий конструкция выведена из функционального состояния и находится в стадии разрушения, но не превратилась в свободно деформируемый механизм, вызывающий обрушение конструкции.

Проведенные численные эксперименты показали, что значительный рост деформаций в изгибаемых элементах происходит за счет как пластических свойств растянутой арматуры, так и неупругих деформаций сжатого бетона.

Введение в практику проектирования особого предельного состояния может значительно изменить оценку поведения зданий и сооружений при чрезвычайных ситуациях, вызванных аварийными кратковременными воздействиями, и позволит корректно учесть перераспределение усилий в несущей системе при отказе одного или нескольких несущих элементов, а дифференцированные требования к «живучести» различных зон здания (пути эвакуации и остальные помещения) не помешают эвакуации людей и позволят уменьшить расходы на строительство.

The article examines the possibility of establishing a specific limit state for bending of reinforced concrete structures wherein, in the explosion, technological accidents or other beyond-design impacts, the design derived from the functional state and is under destruction but did not become a freely deformable mechanism causing collapse of the structure.

Numerical experiments showed that a significant increase of strains in bent elements is caused by the plastic properties tensile reinforcement, and through inelastic deformation of the compressed concrete.

The introduction of a particular limit state in the design practice can substantially change the assessment of the behavior of buildings and constructions under emergencies caused by accidental short-term impacts and will enable to properly take into account the redistribution of effort in the bearing system when the failure of one or more bearing elements, and differentiated requirements for 'survivability' of various areas of the building (the evacuation routes and the rest of the room) will not prevent the evacuation of people and will reduce construction costs.

Ключевые слова:

особое предельное состояние, аварийные воздействия, стадия разрушения, изгибаемые эле-

Key words:

particular limit state, emergency exposure, the stage of destruction, bent elements, frame construction, an

менты, рамные конструкции, анкеровка, неупругие деформации сжатого бетона, темпы снижения несущей способности, прогрессирующее обрушение, перераспределение усилий

choring, inelastic deformation of compressed concrete, the rate of decline in bearing capacity, progressive collapse, redistribution of effort

Последние 3-4 десятилетия научные коллективы многих стран разрабатывают на основе проводимых исследований эффективные и, вместе с тем, малозатратные способы защиты от прогрессирующего обрушения конструкций при (отказе) разрушении одного или нескольких несущих элементов здания. Подобная расчетная ситуация вызвана, как правило, аварийным воздействием, ранее не предусмотренным нормативными документами. Защита от этих воздействий особенно актуальна для современных многоэтажных железобетонных зданий с массовым нахождением людей.

В настоящее время выходит в свет ряд нормативных документов, призванных обеспечить комплексную защиту зданий и сооружений. К ним относятся:

- СП 132.13330.2011 Обеспечение антитеррористической защищенности зданий и сооружений.

Общие требования проектирования;

- СП 296.1325800.2017 Здания и сооружения. Особые воздействия.

Кроме того, отдельные положения, связанные с защитой от прогрессирующего обрушения, содержатся и в других нормативных документах, например, в ГОСТ 27751-2014, СП 56.13330.2011.

С участием авторов статьи разрабатывался Свод правил, регламентирующий основные положения по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Эта работа весьма актуальна, поскольку расчеты и конструктивные меры, направленные на повышение устойчивости зданий от прогрессирующего обрушения, по действующим нормативам приводит в отдельных случаях к удорожанию строительства до 25%. Особенно характерно это для зданий со сборным железобетонным каркасом.

Одним из способов снижения затрат на повышение устойчивости зданий при аварийных воздействиях является более полный учет поведения конструкций при кратковременном действии нагрузки и характера изменения схемы работы элементов здания. Для этого необходимо допустить большее раскрытие трещин, развитие прогибов и частичное разрушение некоторых сечений, что противоречит действующим критериям предельных состояний, обеспечивающих эксплуатационную пригодность конструкций и здания. Поэтому целесообразно введение конкретных нормативов особого предельного состояния для конструкций, что и указано в ГОСТ 27751. Следует отметить, что прообраз особого предельного состояния был отмечен А.А.Гвоздевым на основе анализа состояния полуразрушенных зданий и сооружений после Великой Отечественной войны.

Подособым предельным принимается состояние, когда конструкция вследствие аварийного воздействия не полностью соответствует требованиям функциональной пригодности, но не разрушилась и препятствует прогрессирующему обрушению, участвуя в обеспечении временной пространственной устойчивости несущей системы. Это позволяет провести в первую очередь эвакуацию людей.

В качестве примера можно привести изгибаемый элемент с прогибом в пролете, в котором произошло разрушение бетона и его куски висят на надежно заанкеренной арматуре, обладающей площадью текучести и работающей как ванта.

Особое предельное состояние может возникнуть в элементах статически неопределимой систе-

мы, когда усилия перераспределяются между элементами, снижающими несущую способность с примыкающими конструкциями или при воздействии кратковременных нагрузок, которые возрастают и исчезают, как правило, за короткий промежуток времени.

Особое предельное состояние — это стадия работы конструкции после достижения максимума расчетной несущей способности по действующим нормативам предельных состояний. Для железобетонного изгибаемого элемента оно может наступить, когда наиболее напряженная часть бетона в сечении начинает разрушаться, а в растянутой арматуре напряжения могут стабилизироваться и соответствовать пределу текучести, а затем снижаться. В этом случае деформирование конструкции может быть прекращено и конструкция не обрушится.

Если оставшаяся часть нагрузки превышает несущую способность после разрушения части сжатой зоны, изгибаемая конструкция при достаточной анкеровке рабочей арматуры может превратиться в вантовую систему и повиснет на растянутой арматуре.

Реализация этого предельного состояния наиболее вероятна в рамных каркасах с высокой степенью статической неопределенности взаимодействия всех несущих элементов. Будучи реализованным в ригеле рамного каркаса, оно приведет к интенсивному перераспределению усилий в раме. Это позволит сохранить целостность рамы даже при снижении несущей способности отдельных ее элементов.

Интенсивность прироста перемещений при падении несущей способности будет зависеть от характеристик сечения и, в первую очередь, от его армирования. Из указанного следует, что для установления критериев особого предельного состояния как по прочности, так и по деформативности необходимы исследования напряженно-деформированного состояния работы конструкций в стадии, когда деформации (прогибы) превысили соответствие максимуму несущей способности.

Экспериментальные исследования на моделях фрагмента неразрезного перекрытия, показанного на рис.1, позволили подтвердить предположения о возможности установления особого предельного состояния для конструкций, деформирующихся в стесненных условиях.

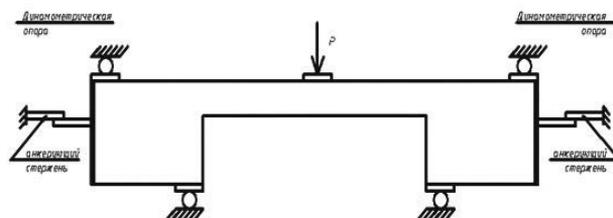


Рис.1. Схема испытания фрагмента неразрезного перекрытия

На рис.2 показана зависимость прогиба в середине пролета конструкции от внешней нагрузки.

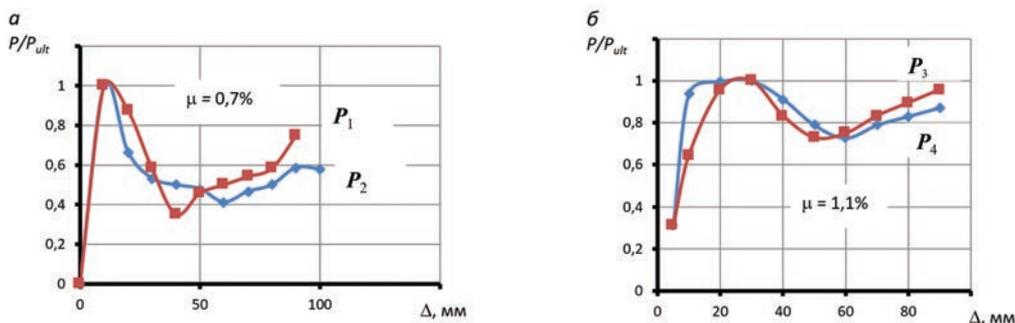


Рис.2. Зависимость прогиба фрагмента плиты в середине пролета от внешней нагрузки: P₁- P₄ – нумерация образцов

Опытные данные показывают, что на стадии разрушения идет интенсивный прирост перемещений. При достаточной анкеровке рабочей арматуры и в условиях защемления на опорах и ограничения горизонтальных перемещений возможен второй этап роста сопротивления конструкции. По полученным данным можно отметить, что в определенных условиях можно на стадии разрушения допустить падение несущей способности до 50%.

Авторами были проведены численные исследования на основе нелинейной деформационной модели работы 6-метровой железобетонной балки сечением $b=400\text{ мм}$, $h=600\text{ мм}$ и несущей способностью M_{ult} , армированной арматурой класса А500с ($R_s=450\text{ МПа}$) в стадии последующей за пределом несущей способности.

Основной целью численного эксперимента являлось определение несущей способности и прогиба балки при постепенном разрушении сжатой зоны, а также выявление влияния процента армирования и класса бетона на деформационные характеристики балки. При расчетах условно принималось, что относительная высота сжатой зоны практически не меняется и не превышает ξ_R , а на каждом этапе происходило снижение высоты сжатой зоны на 10%. Напряжения в растянутой арматуре определялись из условия равновесия в нормальном сечении, а затем по этим значениям — остаточная несущая способность. Допустимое снижение несущей способности балки принималось в пределах 30% от исходной несущей способности M_{ult} , а предельно допустимый прогиб, при котором балка превращается в механизм, составил 1/50 от пролета.

Результаты поэтапных расчетов балки, армированной 4Ø36 А500с, класс бетона В25 с коэффициентом армирования $\mu=1,9\%$, представлены в табл. 1.

Как видно из расчетов, при снижении несущей способности на 10% прогиб балки составил 61,9 мм, или около 1/100 пролета. При снижении несущей способности балки на 30% прогиб балки составил 100,8 мм, или около 1/60 пролета.

Деформации опытных конструкций

Таблица 1

h , мм	x , мм	MH^* , мм	M/M_{ult}	f , мм	f/l
600	267,8	762,4	1,00	51,0	1/117
573,22	254,8	725,3	0,95	56,1	1/106
547,74	242,4	690,0	0,90	61,9	1/97
523,5	230,6	656,4	0,86	68,2	1/88,0
500,44	219,3	624,4	0,82	75,2	1/79,8
478,51	208,7	594,0	0,78	82,9	1/72,4
457,64	198,5	565,1	0,74	91,4	1/65,6
437,79	188,8	537,6	0,71	100,8	1/59,5

Результаты поэтапного расчёта при коэффициенте армирования, равном $\mu=2,8\%$ (6Ø36 А500с), и классе бетона В35 представлены в табл. 2.

Деформации опытных конструкций

Таблица 2

h , мм	x , мм	MH^* , мм	M/M_{ult}	f , мм	f/l
600	267,8	1143,7	1,00	75	1/80,0
573,22	254,8	1088,0	0,95	82,0	1/73,2
547,74	242,4	1035,0	0,90	90,7	1/66,2
523,5	230,6	984,6	0,86	100,1	1/59,9
500,44	219,3	936,6	0,82	110,5	1/54,3
478,51	208,7	891,0	0,78	122,1	1/49,1

Уже при первой итерации прогиб балки превышает 1/100 пролета. В целом динамика роста прогибов аналогична балке с меньшей несущей способностью, однако при снижении несущей способности на 22% прогиб балки уже достигает значения 1/50 пролета.

Результаты поэтапного расчёта при коэффициенте армирования равным $\mu=3,4\%$ (6Ø40 A500с) представлены в табл. 3.

Деформации опытных конструкций

Таблица 3

h , мм	x , мм	$MН^*$, мм	M/M_{ult}	f , мм	f/l
600	267,8	1411,0	1,00	91	1/65,9
573,22	254,8	1342,3	0,95	101	1/59,4
547,74	242,4	1277,0	0,90	111,9	1/53,6
523,5	230,6	1214,8	0,86	123,5	1/48,6

На третьей итерации прогиб достиг 1/50 пролета (снижение несущей способности 10%). При снижении несущей способности на 30%, прогиб балки достигает 1/33 пролета.

Результаты численного эксперимента наглядно видны на графиках (рис. 3).

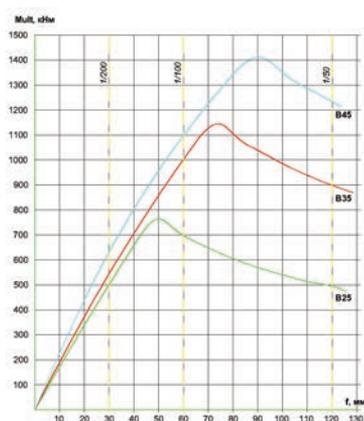


Рис.3. График зависимости прогиба 6-метровой балки от несущей способности

деформационные резервы даже после значительного раздробления сжатой зоны бетона.

2. В качестве критериев особого предельного состояния в рассматриваемом расчетном сечении конструкции целесообразно принимать:

- ограничение деформаций сжатого бетона предельными значениями ϵ_{p2} , определяемыми по билинейной диаграмме состояний при его кратковременном деформировании и значениях напряжений, равных $\phi R_{b,ser}$. Значение деформаций сжатия тяжелого бетона следует принимать равным 0,0035;
- граничные деформации растянутой арматуры для стали с физическим пределом текучести равны 0,025. При этом в обоих случаях значения напряжений принимаются не более $R_{s,ser}$;
- прогибы изгибаемых элементов для особого предельного состояния при условии обеспечения минимально допустимой длины зоны опирания во всех случаях не должны превышать 1/50 длины пролета.

3. Полученные данные могут быть применены при нормировании параметров прогрессирующего обрушения. Используя скрытые резервы железобетонных конструкций, можно допустить частичное разрушение отдельных конструкций, что не мешает эвакуации людей. Конструкции, получив-

Таким образом, численные исследования позволили предположить, что повышение класса бетонаи соответствующее увеличение армирования изгибаемого элемента приводят в стадии разрушения к более плавному падению несущей способности. Подтвердить это можно только проведением специальных экспериментальных исследований.

Обобщая полученные данные, можно отметить следующее.

1. Введение в нормы критериев и учет особого предельного напряженно-деформированного состояния железобетонных изгибаемых конструкций позволит учесть значительные прочностные и

шие повреждения во время аварийного воздействия, могут быть впоследствии отремонтированы и при необходимости – усилены. Применение описанного подхода позволит сэкономить при строительстве без ущерба для безопасности.

4. Конструкции на путях эвакуации людей в проектируемом или реконструируемом здании (сооружении) должны удовлетворять требованиям первого предельного состояния с учетом вводимых дополнительных коэффициентов.

Библиографический список

1. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия.
2. СП 63.13330.2016.Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.
3. СП 296.1325800.2017.Здания и сооружения. Особые воздействия.
4. *Кодыш Э.Н., Никитин И.К., Трекин Н.Н.* Расчет железобетонных конструкций из тяжелого бетона по прочности, трещиностойкости и деформациям. – М.: Изд. АСВ, 2010.
5. *Кодыш Э.Н., Никитин И.К., Трекин Н.Н., Соседов К.Е.* Практические методы и примеры расчета железобетонных конструкций из тяжелого бетона по СП 63.13330.2016. – М.: «Бумажник», 2017.

Авторы:

Эмиль Наумович КОДЫШ, заслуженный деятель науки, доктор технических наук, профессор, главный научный сотрудник, АО «ЦНИИПромзданий», Москва

Emil KODYSH, Honoured Scientist of the Russian Federation, Honorary Member of RAACS, Doctor of Sci. (Eng), Full Professor, Chief Research Fellow of JSC ‘TSNIIpromzdany’, Moscow

e-mail: otks@narod.ru

тел.: +7 (495) 482-45-06

Николай Николаевич ТРЕКИН, Советник РААСН, доктор технических наук, профессор, начальник отдела конструктивных систем, АО «ЦНИИПромзданий», Москва

Nikolay TREKIN, Adviser of RAACS, Doctor of Sci (Eng), Full Professor, Head of the Department of Structural Systems in JSC ‘TSNIIpromzdany’, Moscow

e-mail: otks@narod.ru

тел.: +7 (495) 482-45-06

50-ЛЕТНИЙ ЮБИЛЕЙ ОСТАНКИНСКОЙ ТЕЛЕБАШНИ — ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО СИМВОЛА МОСКВЫ

THE 50-YEAR ANNIVERSARY OF THE OS- TANKINO TELEVISION TOWER THAT IS A STRUCTURAL CONCRETE SYMBOL OF MOSCOW

В. И. ТРАВУШ, д-р техн. наук, проф.

Описаны история разработки и строительства Останкинской телебашни в Москве, ее конструктивные и технологические особенности, опыт эксплуатации и преодоления возникавших чрезвычайных ситуаций. Сформулирован вывод о необходимости постоянного мониторинга состояния башни для удлинения сроков эксплуатации и накопления данных, необходимых для развития высотного строительства в России.

The history of the development and construction of the Ostankino TV tower in Moscow, its constructive and technological features are described. The operating experience and overcoming of arisen emergency situations are given. It is shown that permanent monitoring of the tower to increase terms of operation and for accumulation of data necessary for the development of high-rise construction in Russia should be obligated.

Ключевые слова:

телевизионная башня, конструктивные особенности, преднапряженный железобетон, опыт эксплуатации, чрезвычайные ситуации, мониторинг

Key words:

TV tower, design features, prestressed concrete, operating experience, emergency, monitoring

История проекта. Московская Останкинская телевизионная башня высотой 540,1 м была сдана в эксплуатацию 50 лет тому назад. Акт Государственной комиссии о ее приемке был подписан 5 ноября 1967 года. В течение нескольких лет она являлась самым высоким свободно стоящим сооружением в мире. Строительство башни было вызвано необходимостью создания общесоюзного телевизионного центра, который должен был обеспечить вещание по четырем черно-белым и одной цветной программам с возможностью непосредственного приема телевизионного сигнала на территории с радиусом 120 км, с тем чтобы население Москвы и Московской области получило возможность принимать передачи общесоюзного телевизионного центра без ретрансляции.

Несколько слов о начале проектирования телебашни. В 1956 г. ГСПИ Минсвязи СССР разработал технологическую часть проекта телевизионных антенн, которые должны были располагаться на 500-метровой опоре. В этом же году ЦНИИПСК разработал проект опоры в виде стальной мачты с

растяжками, но этот проект не был одобрен. Киевская Проектстальконструкция параллельно разработала стальную конструкцию опоры. Эти проекты рассматривались в марте 1958 г. на заседании строительно-архитектурного совета АСИА СССР, где Н.В. Никитин высказал предложение соорудить опору телевизионных антенн в виде башни из монолитного предварительно напряженного железобетона. В этом же месяце Моспроект, в котором в то время работал Н.В. Никитин, получил от Госстроя СССР задание в трехдневный срок представить проект опоры антенн в виде предварительно напряженной железобетонной башни. После нескольких рассмотрений проектов башен в МГК КПСС три макета опоры антенн были выставлены в Манеже и показаны членам ЦК КПСС во главе с Н.С. Хрущевым. Докладывал проекты председатель Госстроя СССР В.А. Кучеренко, который сообщил, что Госстрой остановил свой выбор на железобетонной башне, и представил инженера Н.В. Никитина как автора проекта [1]. Это предложение было одобрено, и в сентябре 1958 г. Моспроект выпустил проектное задание на проектирование телевизионной башни высотой 508 м, подписанное главным инженером проекта А.Н. Кондратьевым, архитекторами Л.И. Баталовым, Д.И. Бурдиным и Н.В. Никитиным. Первоначально предполагалось расположить башню в районе Черемушек, однако в связи с близостью аэропорта Внуково и проходящими в этом районе трассами полетов самолетов было принято решение разместить башню в районе Останкино. 27 сентября 1960 г. началось бетонирование фундамента башни.



**Рисунок —
Вертикальная
панорама
Останкинской
телебашни**

Конструкция башни. Башня состоит из железобетонной оболочки высотой 385,6 м и стальной опоры антенн высотой 154,5 м (рисунок).

Фундамент башни в виде десятиугольной кольцевой плиты толщиной 3,0 м, с шириной кольца 9,5 м, со средним диаметром 60,0 м заглублен на 3,5 м от дневной поверхности. Он опирается на слой моренных суглинков толщиной 4-5 м, под которыми залегают пески и супеси. На фундамент башня опирается десятью наклонными опорами, которые на отметке 17,3 м переходят в коническую железобетонную оболочку. Эта оболочка имеет два уклона – сначала 38% до отметки 43 м и затем 23% до отметки 63,0 м, где ее наружный диаметр составляет 18,2 м. Между отметками 63,0 м и 311,0 м выполнена коническая оболочка с уклоном 2%. Выше, до отметки 385,6 м, выполнена цилиндрическая оболочка с наружным диаметром 8,2 м. В нижней конической оболочке башни толщина стенок 500 мм, далее — 400 мм, а в цилиндрической оболочке — 350 мм. Железобетонная оболочка сооружена из монолитного бетона класса по прочности на сжатие В30 и марки по морозостойкости F500. Она армирована вертикальной и горизонтальной арматурой из стали 35ГС класса А-III.

Для предотвращения появления горизонтальных трещин в железобетонной оболочке ствола башни ее стены обжаты предварительно напряженной канатной арматурой из 149 канатов диаметром 38,0 мм, каждый из которых натянут на усилие 72,0 т. Канатная арматура располагается открыто, внутри ствола башни, на расстоянии 2-5 см от железобетонной стенки. В нижней конической части башни канаты с помощью специальных анкеров крепятся в специальных кольцевых диафрагмах на отметках 43,0 и 63,0 м. Внутри ствола на восьми уровнях предусмотрены кольцевые консольные диафрагмы для закрепления верхних концов канатной арматуры на отметках от 195,0 до 385,0 м. Анкеровка канатов осуществлялась с помощью гильзотклиновых анкеров.

Металлическая наружная часть башни высотой 154,5 м, служащая опорой технологических антенных устройств, выполнена из цилиндрических стальных тонкостенных оболочек диаметром 4,0; 3,0; 2,6; 1,72; 0,72 м и призматической оболочки со стороной 0,186 м. Между собой оболочки соеди-

нены сваркой на монтаже с помощью специальных конических переходов. Для закрепления нижней цилиндрической оболочки диаметром 4,0 м в железобетонном стволе ее нижняя часть заведена внутрь железобетонного ствола на 10,4 м и закреплена в диафрагмах, расположенных на отметках 375,1 и 385,6 м.

Верхняя диафрагма выполнена в виде кольцевого утолщения ствола до 2,0 м с высотой 15 м. Для пропуска стальной антенной опоры внутрь железобетонного ствола до отметки 375,1 м в центре диафрагмы предусмотрено отверстие диаметром 4,2 м. По периметру отверстия замоноличены закладные детали из стальных листов с мощными анкерами. Зазор между частью стальной опоры и железобетонной диафрагмой замоноличен бетоном на мелком гранитном щебне. На эту диафрагму установлены 24 ребра с шагом 15°, на которые передается вся вертикальная нагрузка от стальной опоры. Горизонтальная нагрузка от изгибающего ветрового момента, возникающего в основании стальной опоры, передается на эту и на нижнюю диафрагмы. Нижняя диафрагма представляет собой металлическое кольцо из стального листа толщиной 20 мм, которое крепится сваркой к стальной опоре антенн и к мощной закладной детали, заделанной с помощью анкеров в железобетонный ствол.

Значительная часть внутреннего объема железобетонного ствола занята стальной пространственной решетчатой конструкцией, в которой размещаются шахты четырех скоростных лифтов, шахты кабелей связи, силовых кабелей, фидеров, стояков водопровода и канализации и пожарной лестницы. Между отметками 353,6 и 375,1 м размещены пять этажей машинных отделений лифтов. На высоте 117-151 м в пространстве между габаритами шахт и внутренней поверхностью железобетонной стенки ствола находятся девять этажей аппаратных помещений.

Стальная пространственная конструкция шахт разделена по высоте на десять участков. Нижний участок в виде железобетонного цилиндра, расположенный в отметках -6,8 – 63,1 м, опирается на самостоятельный круглый фундамент. Остальные стальные конструкции шахтной клетки длиной по 42,0 или 21,0 м подвешены к опорным конструкциям в виде перекрестных систем балок и ферм, опирающихся на кольцевые диафрагмы, служащие для анкеровки канатов. Такое деление кратно модулю 3,5 м — расстоянию между смежными креплениями направляющих лифтов. Через каждые 7 м по вертикали шахта по углам развязана двумя распорками, упирающимися в кольцевые закладные детали на стенке ствола. Это обеспечивает совместность изгибных деформаций железобетонного ствола и шахты лифтов. Секции соединяются с помощью скользящих стыков, которые фиксируют шахту в плане и позволяют ей свободно перемещаться вертикально, что компенсирует разность вертикальных деформаций ствола и конструкции шахты. Через каждые 3,5 м по вертикали шахта имеет горизонтальные связи, на которых устроены площадки из рифленой листовой стали. На них опираются направляющие кабин и противовесов четырех лифтов, защитные асбоцементные трубы высоковольтных кабелей, жесткие фидеры, теплоизолированные водопроводные и канализационные трубы-стояки и другие вертикальные коммуникации.

Наружные обстройки башни расположены между отметками 147,0 – 151,0; 243,0 – 253,0 и 323,0 - 360,0 м. Самая крупная кольцевая десятиэтажная обстройка имеет диаметр 18,8 м и высоту 37 м. Обстройка расчленена по высоте на две части. Каждая часть имеет свою опорную конструкцию. Нижняя опорная конструкция решена в виде замкнутой кольцевой оболочки, имеющей в плане форму правильного 24-угольника. Снаружи она прикреплена к железобетонному стволу гибкими листовыми подвесками и не передает на него никакие горизонтальные и моментные усилия. Верхняя опорная конструкция воспринимает нагрузку от подвешенных к ней пяти технических этажей и пе-

рекрытия на отметке 360,0 м. Между верхней и нижней частями обстройки на отметке 337 м расположена смотровая площадка диаметром 23,1 м. Ниже ее на отметках 334, 331 и 328 м расположены три этажа ресторана.

Расчеты. Для расчета сооружения и его отдельных элементов – кольцевого фундамента, наклонных опор, конических оболочек, различных обстроек, стальной опоры антенн и т.д. на действие вертикальных, ветровых, температурных, гололедных нагрузок, усилий натяжения канатов предварительно напряженной арматуры, монтажных нагрузок от самоподъемного агрегата, монтажных кранов и т.п. — были решены различные статические и динамические задачи строительной механики. Для динамического расчета башни на действие пульсационной составляющей ветровой нагрузки была решена задача определения собственных частот и форм колебаний сооружения с учетом его деформированной схемы и разработан алгоритм численного расчета. Расчет башни производился с помощью логарифмической линейки и арифмометра.

Механизмы обслуживания. Для ремонтных работ и систематического наблюдения за состоянием внешней и внутренней поверхностей ствола, внешних обстроек, а также технологического оборудования, смонтированного по всей высоте, выполнен комплекс грузоподъемных устройств, обеспечивающих доступ к любой точке поверхности башни. В систему обслуживания входят механизмы различных типов. Каждый механизм предназначен для определенного участка башни, ограниченного конструкциями внешних обстроек или перекрытиями внутри башни. Каждая подъемная система представляет собой кольцевую платформу, подвешенную на двух полиспадах к электрическому подъемному механизму, перемещающемуся по кольцевому монорельсу.

На башне создан *метеорологический комплекс* для дистанционных метеорологических измерений. Метеорологические датчики вынесены на ряях длиной 10 м на уровнях 85, 128, 201, 253, 305, 385 м и длиной 5 м на отметке 503 м. Назначением комплекса является обеспечение метеорологической информацией в нижнем 500-метровом слое атмосферы, включающей изучение погодных условий, величин скоростей ветра и его направлений, температуры воздуха и других атмосферных параметров.

Возведение башни. Железобетонную оболочку башни возводили секциями по 5,25 м с помощью самоподъемного агрегата, который находился сверху бетонируемой секции, а монтаж стальной опоры антенн осуществляли укрупненными секциями весом до 25 т краном, прикрепляемым снаружи к уже смонтированной секции.

За время проектирования и строительства высота телебашни несколько раз изменялась. По первоначальному проекту она составляла 508 м, затем в процессе проектирования увеличилась до 525 м, а уже к окончанию строительства в 1967 г. составила 533, 3 м. Через несколько лет по новому технологическому заданию башня еще «подросла», и в 1973 г. ее верхняя отметка находилась на высоте 540,1 м.

Наблюдения за конструкциями башни. Еще до начала возведения фундаментов были заложены глубинные марки на расстоянии 25;12 и 6 м от поверхности земли под каждой из десяти опор башни. После бетонирования фундамента в 1961 г. начались замеры перемещений грунта непосредственно под фундаментом и перемещений глубинных марок. Эти замеры проводятся уже более 50 лет. Осадка основного фундамента — порядка 50-55 мм, при этом крен его составляет 4.56×10^{-4} , а отклонение вершины, вызванное креном, равно 24,6 см. После сдачи башни в эксплуатацию на ней регулярно проводятся и другие измерения. Измеряются уровень грунтовых вод, усилия натяжения в канатной арматуре, ход температурных трещин, скорость ветра, температура стенок железобетонной

оболочки, периоды колебаний сооружения и т.д. В таблице приведены данные периодов колебаний для первых трех форм колебаний.

Сравнение периодов колебаний башни

Таблица

Форма колебаний	Расчетный период, с	Период по опытным данным, с
1	13,2	11,4
2	4,7	4,7
3	2,8	2,2

По результатам замеров основной период оказался на 14% меньше расчетного. Это объясняется тем, что класс бетона к моменту измерения частот колебаний был выше проектного. Кроме того, на повышение частоты колебаний могли повлиять не учтенные в расчете конструкции данные, увеличившие жесткость сооружения. Максимальная замеренная амплитуда верха железобетонной части башни составила 30,4 см, следовательно, ускорение колебаний по основной форме на уровне смотровой площадки и ресторана составило 70 мм/с², что меньше нормы на ускорения для высотных зданий, составляющей 80 мм/с². Следует отметить, что верхняя обстройка башни расположена около узла второй формы колебаний и, следовательно, ускорения по этой форме близки к нулю. По остальным формам колебаний ускорения незначительны. Таким образом, посетители, находящиеся в помещениях ресторана и смотровой площадки, не испытывают неприятные ощущения от действия ветровой нагрузки. Можно также подчеркнуть, что при расчетах башни, выполненных с помощью логарифмической линейки, получены результаты, незначительно отличающиеся от результатов натурных измерений.

Под действием солнечного нагрева сечения башни описывают кривую, близкую по форме к эллипсу. На отметке 525 м замеренное температурное отклонение составило 1,8 м.

Чрезвычайная ситуация. За прошедший период башня подверглась чрезвычайной ситуации [2]. 27 августа 2000 г. в районе отметки 450 м начался пожар с распространением пламени вниз, обусловленным тем, что полихлорвиниловая изоляция фидеров, расплавляясь, падала вниз. Пожар удалось остановить в районе отметки 80 м. В результате пожара на внутренней поверхности железобетонного ствола башни возникли взрывообразные отслоения бетона защитного слоя с различной степенью обнажения арматуры, а также температурные трещины. Отслоения бетона происходили участками площадью от 3 до 10 м² глубиной от 4 до 6 см. В результате обследования стальных конструкций, находящихся внутри железобетонного ствола, к которым крепятся несущие подвески шахтной клетки, обнаружено, что в ряде несущих опорных конструкций повреждения носили катастрофический характер, а в остальных металлических конструкциях произошла потеря устойчивости стенок балок, их выпучивание и скручивание полок. Очень сильно были повреждены стальная диафрагма и анкера закладных деталей на отметке 375,1 м, где крепится нижняя часть стальной части башни. Вследствие огня и падения кабин лифтов значительные повреждения получили почти все балки и подвески шахты. Отклонения подвесок достигали, в основном, 50 – 100 – 150 мм. Такие отклонения привели к значительной деформации шахтной клетки в плане. Большинство канатов предварительно напряженной арматуры потеряли натяжение, провисли или оборвались. Натяжение сохранилось лишь в 20% канатов.

Восстановление и реконструкция башни. Для решения вопросов, связанных с восстановлением поврежденных железобетонных и металлических конструкций, был использован комплекс научно-исследовательских работ по наблюдению за ее напряженно-деформированным состоянием, про-

водимых специализированными организациями в течении почти 40 лет с начала строительства сооружения. При реконструкции башни были разработаны специальные технологии восстановления железобетонных и металлических конструкций, учитывающие сложные условия производства работ в стесненном пространстве на большой высоте. Большие трудности были вызваны отсутствием вертикального транспорта внутри башни. Для заделки трещин, а также заполнения повышенной пористости в «слабом» бетоне, в отличие от традиционных эпоксидных и полиуретановых инъекционных составов, были использованы низковязкие полимеризующиеся композиции на основе метилметакрилата, что позволило значительно повысить скорость заполнения дефектов в бетоне, увеличить глубины проникновения композиции в поровое пространство и трещины бетона, а также проводить ремонтные работы в зимнее время при температуре до минус 30 °С. Одновременно были полностью демонтированы, заменены на новые и натянуты канаты предварительно напряженной арматуры.

Особую сложность представляло усиление стальных конструкций, находящихся под нагрузкой. Для этого были разработаны специальные технологические схемы по усилению конструкций, находящихся в стесненных условиях, при отсутствии возможности их замены. В короткие сроки был выполнен комплекс работ по пассивной и активной противопожарной защите Останкинской телебашни.

Построенные и введенные в эксплуатацию скоростные лифты телебашни по уникальности значительно превосходят как бывшие лифты, так и современные лифты других высотных сооружений мира. Отсутствие подвесного кабеля связи кабины с машинным отделением компенсируется тремя независимыми системами радиосвязи. Применена система индуктивной передачи электроэнергии для питания оборудования кабины при ее скоростном движении, заменяющая ранее использовавшиеся тяжелые, громоздкие, требующие частой подзарядки аккумуляторные батареи. Один из лифтов выполнен в пожаростойком исполнении и с автономным электроснабжением для перевозки пожарных команд.

Одновременно с реконструкцией сооружения, созданием новых лифтов осуществлялись работы по модернизации радиотехнического оборудования на базе использования полупроводниковых и цифровых телевизионных и радиовещательных передатчиков.

Останкинская телебашня, являясь крупнейшим предприятием телерадиовещания, играет огромную общественную роль в жизни нашей страны. После реконструкции она осуществляет эфирную трансляцию на Москву и Московскую область 19 телевизионных и 16 радиопрограмм, обеспечивая телерадиовещанием огромный мегаполис. На Останкинской телебашне успешно функционирует более 25 комплексов радиотелефонной, транкинговой, пейджинговой и радиорелейной связи крупнейших отечественных операторов. В настоящее время на башне установлен цифровой телевизионный передатчик, который может одновременно передавать 8 телепрограмм первого мультиплекса. В дальнейшем будут установлены телевизионные передатчики второго и третьего мультиплексов.

Заключение. По своим конструктивным особенностям телебашня является уникальным сооружением, в котором реализован ряд необычных новаторских решений [3-6]. Поэтому необходимо увеличить объем наблюдений за работой ее конструкций и ее состоянием. Это позволит значительно увеличить срок эксплуатации сооружения, а также получить неопределимые сведения для развития науки, практики проектирования и возведения высотных зданий и сооружений.

Библиографический список

1. Останкинская телевизионная башня. / Под ред. Н. В. Никитина. — М., 1972.
2. Пожар в телецентре «Останкино», РИА Новости, 27 августа 2015 года, <https://ria.ru/spravka/20150827/1206554835.html>
3. Гриф А.Я. Высочайшая телевизионная башня. — М.: Связьиздат, 1975.
4. Юрин А.В. Самая высокая телевизионная башня в Европе. — М., 1997.
5. Хорошевский А. Останкинская телебашня // 100 знаменитых символов советской эпохи. — М.: Фолио, 2006.
6. Броницкая А., Калинин Н., Казакова О. Москва. Архитектура советского модернизма 1955 - 1991 гг. Справочник-путеводитель. — М.: Garage, 2016. — С. 72—75.

Автор:

Владимир Ильич ТРАВУШ, д-р техн. наук, профессор, вице-президент РААСН, зам. генерального директора по научной работе института «Горпроект», старший инженер проекта Останкинской башни и разработчик проекта «Башня Никитина-Травуша 4000»

Vladimir TRAVUSH, Dr. Sci. (Eng.), Full Professor, vice-president of RAASN, deputy general director for scientific work of the 'Gorproekt' Institute, senior engineer of the Ostankino Tower project and developer of the 'Nikitin-Travush 4000 Tower' project

e-mail: info@gorproject.ru

тел: +7 (499) 909-39-39

РОЛЬ И МЕСТО ПРОФЕССИОНАЛЬНЫХ МЕЖДУНАРОДНЫХ ОРГАНИЗАЦИЙ В РАЗВИТИИ РАБОТ В ОБЛАСТИ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

THE ROLE AND THE PLACE OF INTERNA- TIONAL ORGANIZATIONS IN THE DEVEL- OPMENT OF SCIENTIFIC WORKS IN THE FIELD OF CONCRETE AND REINFORCED CONCRETE

В. Р. ФАЛИКМАН, д-р материаловедения, канд. хим. наук, проф.

Сегодня российская строительная наука оказалась в значительной изоляции от мировой. Это обусловлено целым рядом объективных и субъективных причин. Критичность такой изоляции усугубляется заметно устаревшей исследовательской базой, почти полным исчезновением инженерных площадок для отработки инновационных решений, проблемами подготовки, привлечения и закрепления молодых специалистов, слабым информационным обеспечением. Социальная инфраструктура российской строительной науки сегодня явно не отвечает современным вызовам. Международные контакты российских специалистов в области бетона и железобетона со своими коллегами носят эпизодический характер. Вместе с тем для зарубежных исследователей совершенно естественным, если не обязательным является участие в комплексных международных проектах и в работе отраслевых научно-производственных объединений. Основная задача таких некоммерческих организаций — стимулирование научных исследований, синтез научных результатов и практического опыта, разработка рекомендаций и аналитических документов по актуальным направлениям строительной науки, подготовка «дорожных карт», распространение накопленных

Today the Russian construction science is in significant isolation from the world. This is due to a number of objective and subjective reasons. The criticality of this isolation is compounded by the visibly out of date research base, almost complete disappearance of the engineering platforms for developing innovative solutions, by problems of training, challenges, attract and retain young professionals, and weak information security. Social infrastructure of the Russian construction science clearly does not meet modern challenges today. International contacts of Russian specialists in the field of concrete and reinforced concrete with colleagues are episodic. However, for foreign researchers, it is completely inartificial, if not obligatory, the participation in complex international projects, and in activity of science and production associations. The main objectives of these not-for-profit organizations are the promotion of the scientific research; synthesis of scientific results and practical experience; development of recommendations and analytical papers on important areas of building science, developing of roadmaps and guidelines; dissemination of knowledge through publications and holding of international congresses and symposia, in close cooperation with other international professional associations and standardization organizations.

знаний путем публикаций, издания руководящих документов, проведения международных конгрессов и симпозиумов, тесное сотрудничество с другими международными профессиональными объединениями и организациями по стандартизации. На примере организации работы ряда международных организаций (fib, RILEM, ACI, IASS, ERMCO и др.) показаны новые возможности развития работ в области бетона и железобетона.

As examples, the organization of the work in several international associations (fib, RILEM, ACI, IASS, ERMCO, etc.) is shown, and new possibilities to develop works in the field of concrete and reinforced concrete are specified.

Ключевые слова:

бетон и железобетон, научные исследования, профильные международные организации, сотрудничество

Key words:

concrete and reinforced concrete, research, relevant international organizations, cooperation

Сегодня российская строительная наука оказалась в значительной изоляции от мировой. Международные контакты российских специалистов в области бетона и железобетона со своими коллегами носят эпизодический характер. Ярким отражением сложившейся ситуации является тот факт, что в российском информационном потоке почти полностью отсутствуют не только совместные с зарубежными коллегами публикации, но и ссылки на актуальные зарубежные источники. Индекс цитируемости работ российских специалистов в мировых информационно-аналитических системах интенсивно стремится к нулю. Это обусловлено целым рядом объективных и субъективных причин.

Мы потеряли два поколения исследователей и специалистов за почти тридцать лет, прошедших со времени перестройки. С сожалением приходится констатировать, что нередко на больших международных симпозиумах наши представители даже не понимают предмета обсуждения. В то же время там можно встретить много талантливых и амбициозных молодых ученых, которые с самого начала своей карьеры привыкли к широкому кругу профессионального общения. Пытаться «догонять и перегонять» наших зарубежных коллег просто бессмысленно, жалко тратить на это время. Проще попытаться интегрироваться в полностью трансформировавшееся интернациональное научное общество, в современные процессы получения научного знания и создания «ноу-хау», максимально интенсифицировать обмен на всех уровнях, используя в качестве «стартовой площадки» то, что накоплено в научном мире на сегодня. Это, кстати, позволит и резко сократить издержки на проведение комплексных исследований.

Вот, например, недавно прошло первое заседание участников нового проекта COST (European Cooperation in Science and Technology) — Action CA15202 ‘Self-healing As preventive Repair of Concrete Structures’ («Самозалечивание как превентивный ремонт бетонных конструкций»), собравшего 27 специалистов из 18 стран [1]. В основе наиболее «интеллектуальной» современной концепции самозалечивания лежит применение спор алкалофильных бактерий *Bacillus cohnii*, *Bacillus halodurans*, *Bacillus pseudofirmus* и других, сохраняющихся в теле бетона более 50 лет и размножающихся только при наличии достаточного количества воды и кислорода, т.е. в условиях трещинообразования. В трещинах в качестве продукта жизнедеятельности бактерий формируется кальцит — минерал, равнопрочный с бетоном, кольтирующий дефекты его структуры. Понятно, что такая тематика мультидисциплинарна и нуждается в особом инструментарии. Кстати, объем финансирования этих исследований только в Дельфтском университете (Голландия) составляет около 25 млн евро.

Еще один из последних крупных международных проектов – проект «SUPERCONCRETE» (SUstainability-driven international / intersectoral Partnership for Education and Research on modelling next generation CONCRETE). Это синергетический междисциплинарный международный/межотраслевой проект, направленный на построение теоретических моделей следующего поколения бетонов, характеризующихся значительным повышением устойчивого развития строительной индустрии [2].

Для проекта отобраны три ключевых перспективных класса бетона (CCs): «низкоуглеродный» бетон (LCC), характеризующийся нетрадиционными составляющими, чаще всего, производными рециклируемых промышленных отходов или побочными продуктами; бетоны высоких классов (HCC) с улучшенными характеристиками по прочности и долговечности; дисперсно-армированные цементные композиты (FCC) со спецификой фибрового/текстильного армирования и улучшенной матрицей.

Основная цель проекта SUPERCONCRETE – развитие синергетических многомасштабных моделей полного жизненного цикла, в том числе:

- реологии и поведения цементных систем в раннем возрасте с учетом различных физических и термогидрохимических процессов, происходящих в первые часы после перемешивания;
- затвердевшего бетона и его срока службы на основе конститутивного моделирования, предназначенного для предсказания мгновенного и долговременного поведения как для условий эксплуатации, так и для конечных условий;
- экстремальных условий на основе базовых теорий, способных имитировать поведение при пожаре и экспозиции при высокой температуре.

Основными результатами проекта SUPERCONCRETE будут совместные международные курсы по бетонам, разработанным с учётом экологических требований и норм; соответствующие учебники и учебные пособия; web-платформа для взаимодействия со студентами и инженерами-практиками.

Первые результаты проекта, доложенные в сентябре прошлого года в Анакапри (Италия), впечатляют основательностью и глубиной проработки [2].

Другой пример. В марте прошлого года в Касселе (Германия) завершился Международный симпозиум по ультравысокофункциональным бетонам и материалам. На нем обсуждались проблемы проектирования и практического применения конструкций из дисперсно-армированных бетонов с прочностью на сжатие более 200 МПа; цементных композитов, армированных текстилем; сверхпластичных бетонов, армированных короткой фиброй и представляющих собой высокотехнологичные материалы на основе цемента. Последние самоупрочняются под действием растягивающей нагрузки с предельной деформацией, в 300 раз превышающей показатель обычных бетонов, и проявляют высокие эксплуатационные качества [3].

Подобного рода крупные интеграционные проекты в России практически не ведутся с конца 90-х годов.

Критичность нашей изоляции усугубляется откровенно устаревшей в большинстве центров исследовательской базой, почти полным отсутствием целевого финансирования и исчезновением инженерных площадок для отработки инновационных решений, проблемами подготовки, привлечения и закрепления молодых специалистов и, наконец, слабым информационным обеспечением отрасли. Даже Российская библиотека перестала выписывать основные издания по строительным специальностям, доступ в Интернете для большинства специалистов ограничен из-за дороговизны платных ресурсов и языкового барьера. В то же время фонды Центральной библиотеки не самого большого

зарубежного университета в Хайфе — Техниона — насчитывают более 1 млн томов, а по подписке в библиотеку поступает более 5000 периодических изданий и ежегодников.

Именно поэтому в сложившейся ситуации у нас нет альтернативы активному возобновлению сотрудничества с международными организациями в области строительства.

Основная задача таких некоммерческих организаций — стимулирование научных исследований, синтез научных результатов и практического опыта, разработка рекомендаций и аналитических документов по актуальным направлениям строительной науки, подготовка «дорожных карт», распространение накопленных знаний путем публикаций, издания руководящих документов, проведения международных конгрессов и симпозиумов, тесное сотрудничество с другими международными профессиональными объединениями и организациями по стандартизации.

Для зарубежных исследователей абсолютно естественно, если не сказать — обязательно, участие в работе отраслевых научно-производственных объединений. Более того, это определенный критерий компетентности ученого и его международного признания.

Когда-то и наши ученые не только активно работали в таких профессиональных ассоциациях, их комиссиях, комитетах и рабочих группах, но и возглавляли их.

Так, развитию научных исследований и практическому применению бетона и железобетона в строительстве посвящена деятельность Международной федерации по железобетону (*fib*). Федерация была образована в 1998 г. путем слияния Европейского комитета по бетону и железобетону и Международной федерации по преднапряженному железобетону (ФИП), созданных в начале 1950-х годов [4]. После того как СССР официально стал членом ФИП, на базе Комиссии по предварительно напряженному железобетону был сформирован Национальный комитет (НК) ФИП СССР. Со временем он превратился в авторитетную научно-техническую организацию. Советские специалисты стали активно участвовать в работе его комитетов и мероприятий. Результат не замедлил сказаться: если в конгрессе ФИП в 1962 г. участвовали только 6 специалистов из СССР, то спустя четыре года наша делегация насчитывала 82 человека. Национальным комитетом были созданы филиалы во многих союзных республиках, а также на Урале, в Сибири и на Дальнем Востоке.

Не один советский ученый оставил след в работе *fib*. А.А. Гвоздев, чей 120-летний юбилей мы отмечаем в этом году — член Президиума и лауреат высшей награды ФИП, медали им. Юджина Фрейсине (1978 г.), Почетный пожизненный член ЕКБ с 1980 года [5].



Рис. 1. Профессор А.А. Гвоздев на Пленарной сессии ЕКБ в Будапеште (1980 год)

Заметный вклад в работу организации внесли сотрудники НИИЖБа К.В. Михайлов, Почетный пожизненный член ФИП с 1988 года, и В.В. Михайлов, лауреат медали им. Юджина Фрейсине (1974 г.).

Главный печатный орган *fib* — журнал ‘Structural concrete’, имеющий один из самых высоких импакт-факторов среди профильных изданий.

По своему главному предназначению эта профильная международная ассоциация, объединяющая 44 Национальные группы пяти континентов, включая российскую, является организацией, разработа-

тывающей преднормы, что подразумевает определенную новаторскую деятельность в области технического регулирования. Этому же служат и Бюллетени *fib*, представляющие собой практические руководства по проектированию, производству и применению различных железобетонных конструкций в разных условиях эксплуатации. Обобщающий итог этой работы — Модельный кодекс проектирования железобетонных конструкций *fib* 2010 года (*fib* МС-2010), главный итоговый труд организации за последнее десятилетие, который станет основой следующего поколения Еврокодов ориентировочно к 2017 году.

МС–2010 — наиболее полный в настоящее время технический кодекс в области железобетонных конструкций, включая их полный жизненный цикл: предварительное проектирование (стадия П), определение размеров и параметров, возведение, консервацию и демонтаж [6].

Конструкции и сооружения, в соответствии с новыми международными нормами, рекомендуется проектировать с учетом заданного срока службы, с применением положений, отраженных в серии стандартов ISO (ISO 14040 — ISO 14049). Термин «срок службы» относится к конструкциям, проявляющим удовлетворительные эксплуатационные качества в течение оговоренного периода времени, без непредвиденных расходов на эксплуатацию [7].

Все эти базовые принципы составляют суть нового Модельного кодекса – 2010, обеспечивающего устойчивое развитие конструкционного бетона как основы современного строительства.

Новый кодекс предлагает самую последнюю современную информацию о различных методах проектирования и анализа в соответствии с реальными потребностями общества в создании оптимальной окружающей среды и инфраструктуры.

Модельный кодекс 2010 года в процессе подготовки обобщил современные понятия и выявил те области знания, где информация представляется неполной или вообще отсутствует и где существующие идеи представляются противоречивыми или являют собой «белые пятна», которые предполагают проведение дальнейших исследований [8].

Национальная группа ФИБ и Ассоциация «Железобетон» готовят предложения для органов исполнительной власти по совершенствованию нормативной базы отрасли на основе параметрических НТД и по переходу к проектированию по «жизненному циклу». В качестве экспериментальной апробации она предлагает провести работу по максимальному использованию *fib* Model Code – 2010 в качестве базы для актуализации и разработки новых документов в области бетона и железобетона, обеспечив его перевод, техническое редактирование и издание. Одновременно мы планируем провести работу с регионами по выявлению необходимости введения (восстановления) региональных НТД, учитывающих особенности субъектов Российской Федерации в отношении геологического, климатического, технико-экономического характера, а также, с участием специалистов экспертизы и госстройнадзора, по выявлению пробелов в существующих документах технического регулирования [9].

Первый положительный опыт такой работы уже очевиден. После того как во время проведения в 2014 году 3-й Всероссийской (Международной) конференции по бетону и железобетону «Бетон и железобетон – взгляд в будущее» с успехом прошел международный семинар «Model Code – 2010 — основа будущих Еврокодов», отдельные положения этого документа были имплементированы в разрабатываемые в настоящее время Свод правил по усилению железобетонных конструкций композитными материалами, Свод правил по проектированию конструкций, армированных неметаллической композитной арматурой, и Свод правил по проектированию фибробетонных конструкций, которые предполагается утвердить и ввести в действие в следующем году.

Одним из первых президентов **Международного союза лабораторий и экспертов в области испытаний строительных материалов, систем и конструкций (RILEM)** был крупный советский ученый Борис Григорьевич Скрамтаев. В СССР, а затем — и в России дважды проводились Конгрессы RILEM: в 1966 г. — по зимнему строительству, а в 1993 — по полимербетонам. В 2005 г. в первый раз у нас в стране прошла Ассамблея RILEM, в которой участвовали 650 зарубежных и отечественных специалистов. Тем самым во многом отдавалась и дань прошлым заслугам нашей страны.

Если говорить подробнее о RILEM, то это один из старейших международных профессиональных союзов, основанный сразу после войны, в 1947 году [10]. Основные задачи этого союза — разработка рекомендаций по методам испытаний, создание ноу-хау и аналитических документов по различным отраслям строительной науки.

В работу RILEM вовлечены более 1150 экспертов, из которых 800 заняты в его технических комитетах, которые объединены в кластеры по нескольким направлениям: обработка и характеристика материалов; механизмы переноса и разрушения; структурная функциональность и проектирование; жизненный цикл и экологическая оценка; каменные и деревянные конструкции; битумные материалы и полимеры. Среди созданных в последнее время технических комитетов достаточно упомянуть комитет по изучению механизмов самозалечивания строительных материалов; 3D-принтингу и производству строительных материалов на основе цемента; применению биоматериалов при изготовлении строительной продукции; инновационным методам неразрушающего контроля применительно к ремонту и восстановлению железобетонных и каменных конструкций; основам проектирования долговечности дисперсно-армированных самоупрочняющихся цементных композитов; разработке рекомендаций по применению суперабсорбирующих полимеров в строительстве и многие другие.

Технические комитеты (ТК) работают по своим планам, срок функционирования каждого составляет от 3 до 5 лет. Одновременно действуют до 40 ТК.

Ими разработано свыше 160 рекомендательных документов, многие из которых широко применяются в исследованиях, в практике строительства и используются международными организациями по стандартизации в качестве основы для создания нормативов. В научно-технических отчетах содержится критическая оценка текущего состояния работ по специфическим предметам исследований. Они часто заполняют пробелы в знаниях, одновременно предопределяя развитие стратегии и сценарий дальнейших исследований.

Сегодня RILEM представлен в 63 странах мира, способствуя сотрудничеству известнейших и успешных специалистов-экспертов, а также научных, академических, исследовательских, испытательных лабораторий, крупных подрядчиков, инвесторов и официальных организаций.

Для распространения знаний и международного опыта на языке определенного региона, для вовлечения в работу союза большого числа местных специалистов и практиков RILEM создаются специальные региональные группы. Так, в 2012 г. испаноговорящая группа создана в Латинской Америке, а в 2016 г. такая же группа появилась в постсоветском пространстве для русскоговорящих специалистов [11].

В 2010 г. в структуре RILEM образован постоянно действующий Обучающий комитет (EAC). Одна из его задач — проведение семинаров для молодых ученых, специалистов, аспирантов, участие в которых засчитывается при защите диссертаций, интенсивное обучение передовым методам, технологиям инженеров-практиков, работающих на производстве. Несомненно, это в еще большей степени будет способствовать формированию молодежного научного сообщества.

Распространение информации осуществляется RILEM через конференции, симпозиумы, сайт,

журнал «*Материалы и конструкции*» (M&S), индексируемый в WoS и Scopus. Новый журнал RILEM (Open Access) – ‘RILEM technical letters’ (letters.rilem.net).

Европейская организация производителей товарного бетона (ERMCO), основана в 1967 г., является федерацией профильных национальных ассоциаций. Она объединяет 25 членов из ЕС и государств-членов Европейской ассоциации свободной торговли; четырех ассоциированных членов из Южной Америки, США, Индии, а также одного члена-корреспондента из России – ассоциацию «Железобетон».

ERMCO оказывает помощь в разработке и принятии конкретных решений по развитию производства и применения товарного бетона на основе европейских норм и стандартов, ведет статистику производства и применения товарного бетона. Организация представляет промышленность товарного бетона в Еврокомиссиях, CEN и других европейских организациях, особенно в области стандартизации, сертификации и охраны окружающей среды.

Ассоциация «Железобетон» представляет Россию и в созданной в 2004 г. **Азиатской федерации по бетону (ACF)**, которая включает родственные ассоциации 11 стран Азии и Австралии и издает собственный индексируемый периодический журнал — *Journal of Asian Concrete Federation (ACF Journal)*.

Международная ассоциация по оболочкам и пространственным конструкциям (IASS), основана в 1959 г., объединяет специалистов, интересующихся облегченными конструктивными системами: решетками, мембранами, оболочками и др. Членство в IASS коллективное и индивидуальное. Следует особо отметить, что одним из инициаторов и учредителей ассоциации выступил А.А. Гвоздев, который активно участвовал в ее мероприятиях в СССР и за рубежом [5] и подготовил себе замечательную смену – Г.К. Хайдукова и В.В. Шугаева, внесших заметный вклад в деятельность IASS.

Ассоциация публикует отчеты и рекомендации по проектированию и строительству нескольких Рабочих групп; издает *Journal of the IASS*, организует ежегодные международные симпозиумы для инженеров, архитекторов и составителей программ расчетов. Свою работу IASS координирует с шестью ассоциациями в области гражданского строительства.

Почетным членом IASS являлся Г.К. Хайдуков (1991 г.), а в настоящее время Россию в IASS представляет МОО «Пространственные конструкции».

Один из мировых авторитетов в области бетоноведения — **Американский институт бетона (ACI)**, созданный в 1904 г. как некоммерческое техническое и образовательное общество. Его цель — обобщать и распространять знания о бетоне через семинары, управление программами сертификации, изданием технических документов для улучшения качества проектирования, строительства, технического обслуживания и ремонта бетонных и железобетонных конструкций.

Институт издает множество документов по результатам деятельности, а также периодику — *ACI Structural Journal, ACI Materials Journal u Concrete International*.

В ACI свыше 22 тыс. членов, работающих более чем в 500 Технических комитетах, занятых в обучающих программах и программах аттестации специалистов и сертификации продуктов и производств; Институт имеет отделения во всем мире.

Деятельность **Европейской федерации промышленности сборного железобетона (BIBM)** направлена на создание комиссий и специальных групп из числа специалистов, экспертов и предпринимателей промышленности сборного железобетона для совместного решения ключевых вопросов, обмена международным опытом и информацией, разработки глобальных стратегий в Европе и во всем мире.

Свою миссию **Международный совет по строительству (СІВ)** видит в международном обмене опытом и сотрудничестве в научных исследованиях и инновациях в сфере строительства, а также поддержки современных технологий строительства и усовершенствованного функционирования строительной отрасли.

Международная организация по стандартизации (ISO) гораздо лучше знакома нашим коллегам. Если рассмотренные выше ассоциации занимаются, в основном, разработкой предстандартов, рекомендаций и руководств, то ISO как организация по стандартизации формирует связь между частным сектором и бизнесом путем поиска единых решений в разработке стандартов, которые, в свою очередь, удовлетворяют потребности бизнеса и более широкие нужды всего общества. Международные стандарты дают возможность гармонизации нормативной базы практически по любому вопросу. Кстати, Президентом Международной организации по стандартизации на период 2011 - 2012 гг. был избран представитель России академик РАН Б. С. Алешин. В следующем году Москва примет 24-е Пленарное заседание Технического комитета ISO/TC 71 «Бетон, железобетон и предварительно напряженный железобетон», подготовка которого уже началась.

Конечно, упомянутыми здесь международными организациями их сообщество, а зачастую – и взаимодействие, не ограничивается. Достаточно упомянуть крупные организации: Европейскую цементную ассоциацию — CEMBUREAU, Европейскую федерацию ассоциаций по добавкам в бетоны — EFCA, Совет европейских производителей материалов для строительства — CEPMC, Европейскую ассоциацию по заполнителям – UEPG и ряд других общепризнанных «технологических» лидеров – Европейскую платформу технологии строительства (ECTP), Европейскую платформу по бетону (ЕСР). Только на американском континенте активно работает более двухсот профессиональных объединений в области строительства.

Заметное повышение активности международных организаций, равно как и рост их общего числа, является одним из феноменов современного международного развития. Можно сказать, что само участие в них становится фактором международной социализации научно-технического сообщества, глобализации научных исследований и стартапов. Без международного сотрудничества проблематично дать квалифицированную оценку результатам каких-либо исследований.

Для России сегодня это сотрудничество, в основном, в прошлом или сведено к минимуму. Что же мешает активной работе российских специалистов?

Прежде всего – отсутствие средств для оплаты членства, организации работы специалистов в Технических комитетах, включая расходы на их командирование. Затем – проблемы со знанием, точнее, с незнанием языков для профессионального общения и даже перевода документов. Немаловажна и потеря престижа звания инженера-исследователя. Добавим отсутствие доступа к зарубежной периодике, обзорам и монографиям, к базам данных международных стандартов, руководств и разъясняющих документов. Сильно мешают различия в терминах, определениях и обозначениях.

Вообще говоря, в настоящее время практически не существует «платформы» для организации работы по международному сотрудничеству: государственные органы и бизнес-сообщество в ней мало заинтересованы, так как не видят прямой и измеряемой выгоды, а разрозненное научно-техническое сообщество не располагает необходимыми ресурсами. Как же можно быстро интегрироваться в современный научный процесс?

Как бы ни было сложно начинать, но нужно возобновить коллективное членство в интересующих нас международных организациях, которое дает возможность делегировать в их состав большое число сотрудников, и активизировать работу на уровне технических комитетов международных организаций. Необходимо определить базовые российские организации, приоритеты и основные зада-

чи; определить источники и объемы финансирования работы; создать Постоянную объединенную рабочую группу специалистов по международному сотрудничеству, организовать взаимный обмен информацией. Обязательно нужно организовать и проводить по всей стране конференции, семинары и круглые столы по тематике работы технических комитетов международных организаций и с их поддержкой; возобновить практику отчетов командированных специалистов по результатам поездок. И, наконец, привлечь зарубежных русскоговорящих специалистов для совместной разработки терминологических словарей, обсуждения переводов ряда технических документов, подготовки совместных обзоров и монографий.

В 2018 году ассоциация «Железобетон» и Международная инженерная академия совместно с ACI, *fib*, RILEM планируют провести крупный международный форум ‘Sustainability and Durability of Concrete Structures’, в котором примут участие более 200 специалистов из 43 стран мира. Материалы симпозиума будут изданы в формате специальных публикаций Американского института бетона – SP ACI.

Формирование Региональной группы RILEM, Секретариат которой располагается в Международной инженерной академии, продолжается. Ее создание может стать хорошим трамплином для дальнейшего успешного продвижения вперед, особенно с учетом множества соглашений о взаимодействии, подписанных с рядом международных организаций, включая *fib*, ACI и др.

Итак, в завершение, что же может привести активная работа в профессиональных международных организациях? Это:

1. Информация об основных тенденциях, направлениях развития, «дорожная карта» на перспективу, как минимум, до 2030 года.
2. Актуализация Технологической платформы «Строительство и архитектура».
3. Обоснованный выбор тематики работ, особенно для молодых ученых и специалистов.
4. Возможность «разделения труда» и кооперации в проведении исследований, за счет этого — снижение затрат на проведение комплексных исследований.
5. Возможность участия в совместных проектах, грантах, финансируемых международным сообществом.
6. Доступ к результатам, полученным другими исследовательскими группами, к новым методам и методикам исследований.
7. Возможность привлечения и использования в работе оборудования, которого в России нет и в ближайшее время не будет.
8. Возможность совместных публикаций в реферируемых журналах, докладов на международных конференциях, что особенно важно для университетов (рейтинги, объемы бюджетного финансирования и пр. прямо от этого зависят) и Ученых советов ВАК (индикаторы членов Советов).
9. Гармонизация норм.
10. Использование в реальном секторе современных ноу-хау, а не псевдоизобретений на уровне 80-х годов прошлого века.
11. Возвращение в мировое научное сообщество.

Нужны только «политическая воля» и определенные средства. Результат же не заставит себя ждать.

Библиографический список

1. http://www.cost.eu/COST_Actions/ca/CA15202.
2. Session F 'SUPERCONCRETE'. 4th Workshop on The New Boundaries of Structural Concrete. September 29th – October 1st, Anacapri, Italy. Bilotta A., Magliulo G., Nigro E., Realfonzo R., Riva P. (eds.), IMREADY Srl, 458 p, pp. 389 – 458.
3. *van Zijl, Gideon P.A.G., Wittman, F.H. (Eds.)*. Durability of Strain-Hardening Fibre-Reinforced Cement-Based Composites (SHCC). RILEM State-of-the-Art Report. Springer Netherlands, 2011. 140 p.
4. The International Federation for Structural Concrete <http://www.fib-international.org/>
5. Михайлов К.В., Хайдуков Г.К. Алексей Алексеевич Гвоздев. М.: НИИЖБ, 1997. 73 с.
6. *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. — Berlin, Ernst & Sohn, 2013, 402 p.
7. Фаликман В.Р., Степанова В.Ф. Современные проблемы обеспечения долговечности железобетонных конструкций. БСТ: Бюллетень строительной техники. 2015. № 2 (966). С. 55-61.
8. Фаликман, В.Р. Модельный Кодекс ФИБ для проектирования железобетонных конструкций: навстречу новым вызовам. С. 477 - 484. В сб. «Современные проблемы расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия»: сборник докладов Международной научной конференции, посвященной 85-летию кафедры железобетонных и каменных конструкций и 100-летию со дня рождения Н.Н. Попова (19-20 апреля 2016 г., Москва) / под ред. А.Г. Тамразяна, Д.Г. Копаницы. — М: НИУ МГСУ, 2016. 528 с.
9. *Falikman V.R., Zvezdov A.I.* The *fib* Model Code for Concrete Structures 2010: The Role in Development and Revision of Russian National Codes. *fib* Symposium 2016. 'Performance-Based Approaches for Concrete Structures'. // Proceedings. Abstracts and Keynotes. Cape Town, South Africa. — Pp. 105 – 106.
10. International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures <https://www.rilem.net/>
11. Торба А.А. В бетонном тренде. — Строительная газета. — №17 (10392), 2016.

Автор:

Вячеслав Рувимович ФАЛИКМАН, д-р материаловедения, 1-й вице-президент ассоциации «Железобетон», Почетный пожизненный член ФИБ, Заслуженный член и Почетный Президент РИЛЕМ, канд. хим. наук, профессор, заведующий сектором долговечности бетона железобетонных конструкций НИИЖБ им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», Москва

Vyacheslav FALIKMAN, Dr. Materials Science, 1st Vice-President of the Structural Concrete Association («Zhelezobeton»), Honorary Life Member of fib, RILEM Fellow and Honorary President of the RILEM; PhD (Chem), professor, Head of the concrete durability sector of concrete structures of NIIZHB named after A.A. Gvozdev JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: vfalikman@yandex.ru

тел.: +7 (499) 171-03-84

МЕЖДУНАРОДНАЯ ФЕДЕРАЦИЯ ПО КОНСТРУКЦИОННОМУ БЕТОНУ (ФИБ) И ИНИЦИАТИВА ПО СОЗДАНИЮ МОДЕЛЬНОГО КОДЕКСА 2020 (перевод с англ. яз.)

THE FIB AND ITS MODEL CODE 2020 INITIATIVE

ХАРАЛЬД С. МЮЛЛЕР, проф.

ДЭВИД ФЕРНАНДЕС-ОРДОНЬЕС, д-р

На примере структуры и организации работы Международной федерации по конструкционному бетону fib (ФИБ) показаны уникальные возможности развития работ в области бетона и железобетона. Созданный в последние годы Модельный кодекс ФИБ для проектирования железобетонных конструкций Model Code - 2010 является основой для разработки следующего поколения норм проектирования конструкционного бетона во всем мире. При его подготовке обобщены результаты выполненных за последние десятилетия исследований и те области, где информация еще недостаточна. В 2016 году ФИБ приступила к работе над Модельным кодексом ФИБ 2020. Эта новая версия Модельного кодекса будет разработана как единый кодекс проектирования конструкций, включая положения для проектирования как новых, так и уже существующих конструкций.

By the example of the International Federation for Structural Concrete (fib), its structure and organization are shown, and unique possibilities to develop works in the field of concrete and reinforced concrete are specified. Created in recent years, the fib Model Code for concrete structures (Model Code 2010) is expected to be of immense value in facilitating the development of national and regional codes and guidance on specific topics in the world. This document summarizes the findings made over the past decades of researches and those areas where information is still insufficient. In 2016, the fib started to work on the fib Model code 2020. The new version of the Model Code will be developed as a single merge structural code, including provisions for new and existing structures.

Ключевые слова:

Международная федерация по конструкционному бетону, бетон и железобетон, конструкционный железобетон, модельный кодекс, нормы проектирования, научные исследования, комиссии и рабочие группы.

Key words:

International Federation for Structural Concrete (fib), concrete and reinforced concrete, structural concrete, Model code, design standards and codes, scientific researches, Committees and Working Groups.

1. Введение

Международная федерация по конструкционному бетону (ФИБ, *fib*, фр.- Fédération internationale du béton) является некоммерческой организацией, сформированной 45-ю национальными общественными организациями, а также включающая около 1000 корпоративных и индивидуальных членов. Миссия ФИБ состоит в содействии на международном уровне научно-исследовательской и про-

изводственной деятельности в области продвижения технической, экономической, эстетической и экологической эффективности строительства из железобетона [1].

Целью деятельности ФИБ, в соответствии с уставными документами ассоциации, является содействие на международном уровне научно-исследовательской и производственной деятельности в области продвижения технической, экономической, эстетической и экологической эффективности строительства из железобетона посредством:

- стимулирования научных исследований, синтеза результатов практической деятельности и научных разработок, касающихся различных аспектов конструкционного бетона;
- продвижения опытно-конструкторских разработок для осуществления содействия в переводе результатов исследования и опыта в практику проектирования и строительства;
- распространения результатов научных исследований, разработок и опыта путем публикаций, руководящих документов и организации международных конгрессов и симпозиумов;
- подготовки рекомендаций для проектирования и возведения железобетонных конструкций на основе соответствующих критериев эффективности и экологических соображений, в региональном и международном контекстах;
- информирования членов федерации о последних событиях в области конструкционных бетонов посредством регулярных публикаций, адресованных для различных групп специалистов в рамках членства.

2. Создание ФИБ

Федерация ФИБ была сформирована в 1998 году путем слияния двух общественных организаций — Европейского комитета по бетону и железобетону (ЕКБ) и Международной федерации по преднапряженному железобетону (ФИП). Эти организации - предшественники существовали самостоятельно с 1953 и 1952, соответственно.

В 1952 году на международной встрече, состоявшейся в Кембридже, Англия, прошла церемония учреждения ФИП (*Fédération Internationale de la Précontrainte*). Проект федерации был разработан как проект международной организации в 1951, по инициативе национальных ассоциаций по преднапряженным строительным конструкциям Франции, Италии, Нидерландов, Португалии, Испании и Великобритании. Первым президентом ФИП стал Эжен Фрейсине. Первый Конгресс ФИП состоялся в 1953 году в Лондоне. Заседания вели А. У. Хилл, Г. Магнэл и Ю. Гийон.

В 1953 году по инициативе французских подрядчиков, Андре Баленси-Беарна (Франция), Луи Бэеса (Бельгия), Эмиля Неннига (Люксембург), Хьюберта Рюша (Германия), Эдуардо Торроха (Испания) и Георга Вестлюнда (Швеция) был создан ЕКБ (*Comité Européen du Béton – (European Committee for Concrete)*).

Позже, в 1959 году, в ЕКБ приоритет будущей работы отдается “разработке международных легко применимых практических правил (рекомендаций), хотя поначалу их применение, вероятно, придется ограничить, или выбрать необходимый уровень безопасности с последующим улучшением этих правил, насколько позволят результаты исследований”. Этим решением цели ЕКБ должны были быть пересмотрены как:

- координация и синтез научных исследований всех проблем, относящихся к технологии и инновациям в области конструкционных бетонов,
- создание и международная гармонизация принципов и правил для осуществления конструирования, расчета, возведения и эксплуатации железобетонных конструкций,

– постепенно, через ряд последовательных этапов, установление норм, стандартов или других нормативных документов на единой международной основе.

Для этих целей были созданы первые Рабочие Комиссии.

В 1978 году были опубликованы первые два тома Международной системы унифицированных Модельных Кодексов производственной деятельности на объектах строительства”:

- Том I: Общие единые правила для различных видов строительных работ и материалов;
- Том II: Модельный Кодекс ЕКБ-ФИП для конструкционного бетона.

Последний стал впоследствии основным справочным документом для разработки Комиссией Европейских Сообществ Еврокода 2 и повлиял в значительной степени на актуализацию норм проектирования во многих странах. В последующие годы были разработаны многочисленные сопроводительные документы, руководства по применению, выполнены пробные расчеты и т. д.

24-го мая 1998 года Административный Совет ЕКБ, после резолюции, принятой последней Генеральной Ассамблеей в 1997 году, распускает ЕКБ в пользу создания ФИБ с 28-го мая 1998 года. Параллельно, в тот же самый день, Совет ФИП, согласно резолюции, принятой последней Генеральной Ассамблеей в 1996 году, распускает ФИП в пользу создания ФИБ с 28-го мая 1998 года (в последний день XIII Конгресса ФИП в Амстердаме). Секретариат ЕКБ в Лозанне становится секретариатом ФИБ. Международная федерация по железобетону начала свою деятельность в продолжение работы ЕКБ и ФИП.

3. Структура ФИБ

ФИБ опирается в своей работе на деятельность национальных ассоциаций и, что наиболее важно, на добровольную работу большого количества индивидуальных членов ассоциации.

Под руководством Технического Совета десять комиссий, с поддерживающими их исследовательскими и рабочими группами, ответственны за определенные сектора в области конструкционного бетона (см. диаграмму ниже, показывающую Организационную структуру ФИБ).

После рассмотрения вопроса Техническим Советом, он поручается к разработке одной или нескольким комиссиям для того, чтобы гарантированно полно с самого начала проработать все аспекты, относящиеся к конкретному исследованию с учетом расставленных приоритетов. Таким образом, определяются и могут участвовать в работе все потенциальные участники. В комиссиях разрабатывается и осуществляется соответствующими исследовательскими и рабочими группами рабочая программа. Комиссии контролируют и оценивают результат работы данных групп, а также дают одобрение для публикации технического отчета или аналитического отчета о современном состоянии проблемы. Методические документы, изданные как справочники по рациональной практике ведения работ или руководства и рекомендации, представляются на рассмотрение Техническому Совету. Кодексы одобряются и утверждаются Генеральной Ассамблеей.

Как правило, в комиссии работает около 10-20 участников. Членство в комиссии длится в течение четырех лет с возможностью продления. Кандидатуры участников могут быть предложены национальными делегациями или участники могут быть приглашены председателем комиссии с одобрения кандидатур Техническим Советом. Члены комиссии должны быть в состоянии активно выполнять соответствующие технические и координационные функции в рамках деятельности комиссии.

Председатели комиссий назначаются сроком на четыре года; указанный период может быть продлен еще на четыре года. Генеральный секретарь и Секретариат обеспечивают соответствующую

поддержку деятельности комиссий, но главная ответственность за эффективное управление работой комиссии лежит на ее председателе, который кооперируется с Генеральным секретарем. Дальнейшие условия для назначения председателем комиссии или руководителем исследовательской группы или рабочей группы могут быть найдены в разделе о комиссиях, исследовательских группах и рабочих группах.



Рис. 1. Организационная структура ФИБ

- резолюций и технических заключений, включая Модельный Кодекс ФИБ;
- избирательных прав национальных групп;
- текущего бюджета, вопросов бухгалтерского учета, вступительных взносов и других финансовых вопросов;
- а также избрание Почетных членов и Почетных президентов.

Кроме того, ГА избирает следующих членов президиума:

- Президента и вице-президента
- Почетного казначая
- Четырех выборных членов президиума (на четырехлетний срок)

Технический совет (ТС) ФИБ состоит из глав делегаций Национальных групп, председателей комиссий, членов президиума, почетных президентов, Генерального секретаря и дополнительных членов, назначаемых Президиумом на четырехлетний срок.

ТС собирается, по крайней мере, один раз в год и ответственен за создание комиссий и исследовательских групп, одобрение их сферы деятельности и назначение их председателей и уполномоченных, соответственно. ТС контролирует работу всех комиссий и одобряет все рекомендации, руко-

Генеральная Ассамблея (ГА) ФИБ состоит из глав делегаций (один представитель от страны) и дополнительных делегатов (или их депутатов), как обозначено национальными ассоциациями. Число делегатов, и, соответственно, количество голосов для каждой национальной группы определяется выбранным уровнем (размером взносов).

Члены ФИБ могут ознакомиться с текущим списком Национальных групп и их соответствующих делегатов и депутатов на веб-сайте ФИБ в разделе «Действующие члены федерации» (требуется логин).

Заседания ГА проходят, по крайней мере, один раз в два года, ассамблея является высшим органом власти в ассоциации. В соответствии с этим, ГА ответственна за принятие:

- поправок к уставным документам;

водства и пособия для публикации.

ТС также предоставляет рекомендации Президиуму относительно:

- распространения результатов исследований (в форме бюллетеней, например); и
- потребности в подготовке технических резолюций, которые в последствии должны будут быть одобрены ГА.

Президиум состоит из Президента, вице-президента, предыдущего Президента, четырех выборных членов, двух выборных заместителей Председателя Технического совета, Генерального секретаря (по должности) и до двух кооптированных членов. Кооптированные члены назначаются Президиумом по рекомендации Президента на время его или ее пребывания в должности.

Заседания Президиума проходят несколько раз в год; он функционирует как исполнительный орган ассоциации. Президиум несет ответственность за техническую поддержку конструкционного бетона в руководящих органах ассоциации. Для достижения данных целей президиум может делегировать специальные задачи в целевые комитеты. Президиум также ответственен за:

- выбор места проведения и дат мероприятий ФИБ (конгрессов, симпозиумов, и т.д.);
- одобрение и поддержку мероприятий, не входящих в программу ФИБ;
- установление условий для членства и одобрение новых членов;
- премии, гранты, почетные звания и медали за заслуги;
- назначение Генерального секретаря и главного редактора журнала ФИБ Structural Concrete ;
- разработку директив для решения проблем и/или подробных инструкций для всех аспектов, не охваченных уставными документами.

В составе ФИБ десять комиссий, каждая включает соответствующие исследовательские и рабочие группы, сгруппированные в четыре принципиальных области деятельности: проектирование и реализация, материалы и производство, устойчивое развитие и долговечность, образовательная деятельность и публикации.

COM1 Железобетонные конструкции

Комиссия 1 (COM1) стремится поощрять и развивать методы рациональной практики проектирования железобетонных конструкций с особым акцентом на инновационные методы и воображение. Работа этой комиссии должна дополнить национальные, региональные (например, Еврокоды), а также международные кодексы (например, Модельный Кодекс ФИБ для проектирования железобетонных конструкций 2010), которые, в основном, представляют собой технические требования к проектированию.

COM1 исследует все аспекты конкретных типов конструкций от их структурного и архитектурного проектирования до этапа строительства и срока службы.

COM1 стремится предоставлять документацию и рекомендации, отвечающие современному уровню развития для всех типов конструкций, где конструкционный бетон играет значительную роль. Преимущественно, они применяются в таких областях, где фактические данные и рекомендации еще не доступны, или при внедрении новых типов конструкций или применении новых материа-



Рис. 2. Президиум ФИБ на период 2017-2018 гг.

лов, а также при их комбинации. СОМ1 прилагает усилия к продвижению методов, имеющих целью проектирование экономичного, долговечного и эстетичного железобетона, с особым вниманием к принципам устойчивого развития.

СОМ2 Анализ и проектирование

Анализ и проектирование понимаются как основные задачи структурного инжиниринга. В этой области были определены девять областей интереса; в соответствии с этим, девять исследовательских групп формируют основу новой структуры Комиссии 2. На сегодня анализ, т.е. детальное исследование напряженно-деформированных состояний, приобретает важное значение, и, следовательно, требуются уточненные и физически обоснованные модели и расчетные процедуры. С другой стороны, проектирование новых конструкций (включая концепцию, определение размеров и детализацию) по-прежнему имеет основополагающее значение для практикующих инженеров. В целом, соответствующие подходы должны быть одинаковыми для двух уровней детализации, но более практичными и более простыми для применения в последнем случае. СОМ2 поддерживает и следует за этой линией развития проектирования и расчёта зданий и сооружений.

В перспективе Комиссия 2 призвана разработать модели и процедуры расчета и анализа при проектировании конструкций и структурных элементов при кратковременной и долгосрочной статической нагрузке, а также под воздействием усталости, пожара и экстремальных явлений. Предельные состояния по пригодности к эксплуатации и предельные состояния по потере несущей способности, а также их взаимодействие рассматриваются совместно, и в итоге работы на рассмотрение комиссии предоставляются результаты и рекомендации для практического применения. В ближайшем будущем деятельность СОМ2 сосредоточится на новых и также на уже возведенных конструкциях с целью поддержания разработки нового Типового Кодекса ФИБ 2020.

СОМ3 Существующие железобетонные конструкции

Целью деятельности Комиссии 3 (СОМ3) является определение соответствующих и надежных процедур для установления безопасности уже возведенных конструкций и любых связанных с этим требований к мероприятиям по расширению безопасной эксплуатации или срока службы таких конструкций.

СОМ3 осуществляет свою деятельность посредством подготовки всеобъемлющего руководства для оценки существующих железобетонных конструкций, предоставляя дополнительные рекомендации к Модельному Кодексу для железобетонных конструкций 2010 (ФИБ МК2010), который был подготовлен, прежде всего, для проектирования новых железобетонных конструкций. С этой целью СОМ3 предоставит документы, поддерживающие разработку Модельного Кодекса 2020 (ФИБ МК2020), которые будут использоваться для оценки текущей функциональности и прогноза возведенных железобетонных конструкций, предсказания и оценки будущего поведения существующих железобетонных конструкций с повреждениями или без них, и/или пересмотра эксплуатационных требований, а также связанных с ним мероприятий, которые будут необходимы, чтобы продлить срок их службы. Предполагается, что подготавливаемые документы могли бы включать технические доклады, обзоры современного состояния проблемы, истории/эволюции, технические руководства, спецификации и рекомендации.

СОМ4 Бетон и технологии бетона

Комплексная мотивация деятельности Комиссии 4 (СОМ4) состоит в подготовке теоретических и практических разработок в области бетона и технологий и представлении этих данных понятным,

формализованным, кодифицированным образом. СОМ4 позиционирует себя на переднем крае новых технологий и методов, охватывая как фундаментальные научные исследования, так и прикладные практические проблемы.

Цель СОМ4 состоит в сборе и проверке информации о свойствах и поведении бетона, подвергаемого различным типам нагрузки и воздействию неблагоприятной окружающей среды, для целей строительства. Комиссия сосредотачивает свое внимание как на традиционных типах бетона, в особенности при необычных условиях эксплуатации, так и на новых типах бетона и цементных композитах при всех типах нагрузки и условий. Свойства рассматриваемых типов бетонов должны быть сформулированы таким образом, чтобы было возможно разработать поведенческие модели и рекомендации по проектированию для практического применения.

СОМ5 Армирование конструкций

ФИБ Комиссия 5 (СОМ5) собрала сбалансированную группу экспертов из различных областей (научные работники, владельцы, поставщики, правительственные учреждения и испытательные лаборатории), которые добровольно осуществляют свою деятельность в рамках нескольких рабочих групп и имеют своей целью предоставление знаний и информации студентам и профессионалам для лучшего использования железобетона.

Цель работы СОМ5 состоит в продвижении технологии армирования и предварительного напряжения материалов и систем, а также в повышении их качества. Это включает аспекты проектирования, производства, тестирования, установки и конечного использования этих материалов и систем. Предметом деятельности также является поддержание и улучшение диалога между производителями, разработчиками норм и пользователями этих материалов и систем.

СОМ6 Сборные конструкции

Заводское производство играет важнейшую роль при строительстве из сборного железобетона по всему миру, и непрерывно развивается для того, чтобы удовлетворять текущий уровень запросов общества и потребности в жилом строительстве, при возведении коммерческих объектов и в гражданском строительстве. На самом деле, индустриализация строительства может привести к экономической эффективности, высокому качеству конструкций и экологически чистым решениям, а также способно адаптироваться к требованиям рынка.

Основная цель СОМ6 состоит в том, чтобы обеспечить прогресс в области сборного бетона относительно современного достигнутого состояния. Общая задача состоит в содействии пониманию концепций проектирования, технологий и использования сборного бетона, не только специалистами, но и более широкой аудиторией. Подразумеваемые цели:

- стимулирование и координация НИОКР на международном уровне;
- трансфер результатов в планирование, практическое проектирование и строительство, посредством технических отчетов, отчетов о состоянии дел, руководств по передовой практике, справочникам;
- распространение знаний с помощью семинаров, курсов, учебных материалов;
- содействие в разработке рекомендаций, предварительных нормативных документов и кодексов в рамках органов по стандартизации.

Деятельность СОМ6 затрагивает тематику, которая включает позиции, непосредственно связанные со сборным бетоном, такие как системы, элементы, связи, производство, транспортировка, сборка, демонтаж, и т.д., а также косвенно связанные пункты, такие как структурный анализ, технологии

материалов, строительная физика, оборудование, проблемы охраны окружающей среды, устойчивое развитие, терминология.

СОМ7 Устойчивое развитие

Бетон – наиболее используемый для строительства зданий и гражданских сооружений материал. Бетон и железобетонные конструкции должны способствовать созданию устойчивой окружающей среды на социально, экологически и экономически ответственной основе. Не существует общей методологии для проектирования и оценки устойчивого развития железобетонных конструкций, охватывающей все важные аспекты и все этапы жизненного цикла от приобретения материалов, до производства бетона и железобетонных конструкций, строительства, эксплуатации сооружений, вплоть до сноса и переработки.

Основная задача Комиссии 7 (СОМ7) заключается в разработке стратегии учета проблем устойчивого развития при проектировании, строительстве, эксплуатации и сносе железобетонных конструкций. Проектные концепции конструкций должны основываться на концепции устойчивого развития с учетом экологических, экономических и социальных аспектов. Основной акцент должен быть сделан на: сокращение выбросов CO₂ при производстве бетона, снижение энергопотребления на строительство и эксплуатацию зданий (в том числе, на тепломассоперенос), повышение качества работы внутренней среды (акустика, тепловое благополучие и др.), сокращение отходов на свалках, разработку показателей устойчивого развития и требований к данным, необходимым для представления экологических деклараций о продуктах и другой оценки качества, рециклирование и использование рециклированных материалов (в т. ч. переработанного бетона), способности конструкций к восстановлению и т. д. Цель состоит в том, чтобы подготовить рамки и данные для проектирования железобетонных конструкций по параметрам устойчивого развития, которые будут реализованы в новом МКБ моделью кода МС2020.

СОМ8 Долговечность

Комиссия 8 (СОМ8) стремится определить связанные с бетоном проблемы долговечности, изучить и учесть текущую информацию, доступную по этой теме, а также давать представление о материалах и методах, которые помогут в оптимальном проектировании новых конструкций по параметрам долговечности и при проектировании восстановления существующих конструкций.

Одним из элементов этого является проектирование срока службы, и СОМ8 разрабатывает рациональные процедуры для получения оптимальных технико-экономических показателей железобетонных конструкций, находящихся в эксплуатации, и обеспечения того, чтобы устойчивое развитие, стоимость всего срока службы и связанные с этим перспективы полного жизненного цикла учитывались как часть процесса, посредством которого опыт, полученный на практике, возвращается к этапам проектирования, возведению, обслуживания и восстановлению. Работа СОМ8 будет касаться аспектов службы конструкций с рациональными стратегиями, процедурами и критериями для их проектирования, оценки, обслуживания и восстановления.

Работа СОМ8 также включает обзор методов для определения частоты инспекционного контроля, а также методов на основе принципов разумной инженерно-технической практики, которые предоставят оптимальную информацию для оценки долговечности морских сооружений.

СОМ9 Распространение знаний

Актуальная техническая информация необходима для строительства бетонных сооружений наивысшего качества. Новейшие данные требуются, когда дело доходит до свойств материалов, ме-

тодов проектирования, а также, способов строительства. Признавая важность информации, ФИБ решила создать отдельную комиссию по распространению знаний.

Комиссия 9 (СОМ9) разрабатывает, координирует и использует надлежащие средства для распространения знаний, имеющихся в рамках ФИБ, и результатов работы ее комиссий и рабочих групп. Все комиссии и рабочие группы ФИБ прямо или косвенно участвуют в ее деятельности.

СОМ10 Модельные Кодексы

Центральным аспектом миссии ФИБ является выпуск модельных кодексов по железобетонным конструкциям и смежным вопросам. Эти кодексы должны служить во всем мире в качестве руководящих научно обоснованных документов, предлагающих в кодексном варианте современные знания по планированию, проектированию, строительству, исполнению, режиму эксплуатации, техническому обслуживанию, восстановлению и демонтажу новых и существующих железобетонных конструкций, соответственно. Модельные кодексы должны отвечать самым современным требованиям и технологиям с учетом аспектов, связанных с безопасностью, эксплуатационной пригодностью, долговечностью, устойчивостью и с целью обеспечения устойчивости и устойчивости конструкций, признавая экономические и эстетические потребности различных обществ.

На этом фоне миссия Комиссии 10 (СОМ10) состоит в инициировании и проведении работы над новыми модельными кодексами в рамках рабочих групп и в координации текущей работы, основанной как на существующем опыте, так и на новых разработках в области железобетонных конструкций и строительных материалов. Эта миссия требует организации встреч и семинаров в различных местах мира для того, чтобы собрать последние научные знания, новые идеи и видения, активно вовлекая мировое техническое сообщество.

Рабочая группа 10.1 Модельный Кодекс 2020

Перед РГ10.1 стоит задача подготовить первый общий кодекс проектирования для новых и существующих железобетонных конструкций, который полностью объединил бы условия для проектирования новых конструкций и вопросы, касающиеся существующих железобетонных конструкций, включая ситуации, где новые конструкции включены как части существующих сооружений. Проект РГ10.1, продвигающий Модельный Кодекс ФИБ для проектирования железобетонных конструкций будет использовать рабочее название “Модельный Кодекс ФИБ 2020”.

Ожидается, что формат и содержание МК2020 будут служить для достижения этих перспективных целей. Общие принципы по подготовке МК2020 включают в себя предоставление возможности участвовать в разработке всем Комиссиям и рабочим группам, работающим над соответствующими темами, связанными с РГ10.1. Это делается с привлечением всех действующих членов Комиссий (или других назначенных представителей СОМ) как участников РГ10.1. Так как интернационализация работы МК2020 является основной целью, то представители из различных регионов мира будут также включены в РГ10.1 в качестве ее членов.

4. Члены ФИБ на основе уставных документов

45 национальных групп, именуемых также статутными членами, составляют основу ФИБ (см. рис. 3). Эти группы выступают в качестве важных форумов для обмена опытом, техническими достижениями и информацией в своих соответствующих странах между представителями правительств, научных кругов, институтов и промышленности, которые ведут активную деятельность в области гражданского строительства, возведении сооружений из железобетона, производства бетона и технологий.



Рис.3. Карта мирового распределения статусных членов ФИБ и национальных групп-членов, соответственно

Национальные группы могут состоять из одной или нескольких существующих национальных ассоциаций или могут быть независимой группой различных организаций, действующих в этой области. Каждая национальная группа представлена в Генеральной Ассамблее своей национальной делегацией, состоящей из полномочных представителей и назначенных ими заместителей.

Статутные члены имеют следующие преимущества:

- Право голоса в Генеральной Ассамблее имеют только национальные группы;
- Только страны с национальной группой ФИБ могут служить площадкой для проведения конгрессов ФИБ и симпозиумов молодых ученых и специалистов;
- Национальные группы могут проводить свои мероприятия при ко-спонсорстве ФИБ;
- Руководители национальных групп (делегаты) и их заместители, представляющие национальные группы, считаются индивидуальными членами и имеют право на получение соответствующих льгот;
- Национальные группы могут выдвигать кандидатов на получение наград ФИБ;
- Национальные группы могут освещать свои мероприятия через коммуникационные каналы ФИБ;
- Национальные группы имеют право на получение одного комплекта публикаций (в год подписки) на делегата и его заместителя;
- Национальные группы получают PDF-файлы всех бюллетеней, опубликованных за один год до года подписки для распространения среди своих членов;
- Национальные группы имеют право получать авторские права на перевод и распространение в своих странах публикаций ФИБ.

5. Распространение знаний и публикации

Structural Concrete («Конструкционный бетон») – официальный журнал ФИБ, обеспечивает концептуальное и процедурное руководство в области строительства из железобетона и публикует и от-



Рис. 4 Журнал ФИБ «Structural Concrete»

раслевые новости, охватывающие все аспекты проектирования, строительства, эксплуатации и сноса сооружений из железобетона (см. рис. 4).

Индексируемый в Thomson Reuters (ISI) Web of Science, начиная с тома 10 (2009), журнал имеет теперь импакт-фактор 1,424 и издается шесть раз в год.

Все члены ФИБ автоматически получают актуальные выпуски *Structural Concrete*. Таким образом, один из лучших способов оставаться информированным (а также наиболее удобный способ получить журнал наряду с другими преимуществами) состоит в том, чтобы стать членом ФИБ. В журнале, кроме того, публикуются новости федерации, которые доносят до читателей информацию о наиболее актуальных событиях ФИБ, ее членах и новых публикациях. Члены ФИБ также могут получить доступ к журналу он-лайн через сеть Интернет.

Structural Concrete принимает для публикации оригинальные статьи высшего качества. Материалы могут касаться всех аспектов проектирования, строительства, эксплуатации, усиления и сноса сооружений из железобетона, включая статьи об исследовании поведения конструкций и развитии методов их проектирования. Все статьи подвергаются строгому процессу рецензирования до принятия решения о публикации. Рекомендации для авторов и информация о представлении рукописи доступны на веб-сайте.

Журнал ФИБ *Structural Concrete*, содержащий инновационные научные статьи, а также практические рекомендации и материалы о строительстве, чрезвычайно успешен, о чем свидетельствует его высокий импакт-фактор. Сейчас существует значительный спрос на публикацию научных материалов именно в этом издании.

Главными темами, освещаемыми в журнале, являются: проектирование, строительство, эксплуатация, сохранение (оценка, обслуживание, усиление) и снос сооружений из железобетона, исследования поведения железобетонных конструкций, разработка методов проектирования, Модельный Кодекс ФИБ, устойчивое развитие железобетонных конструкций.

Основная часть журнала содержит рецензируемые статьи. Оглавление и резюме всех материалов, опубликованных начиная с 2002, находится в свободном доступе на веб-сайте.

Результаты текущей работы комиссий и рабочих групп ФИБ публикуются в бюллетенях (см. рис. 5). Бюллетени подготавливаются с использованием различных подходов, начиная от небольших технических отчетов, до отчетов о современном состоянии проблемы, справочников по рациональной практике ведения работ и рекомендаций по проектированию. На сегодняшний день ФИБ издала 83 бюллетеня, кроме того, существует 243 бюллетеня ЕКБ и 142 публикации ФИП, наших организаций-предшественников.



Рис. 5 Бюллетень ФИБ

За публикацию и распространение материалов конференций, конгрессов или симпозиумов полностью отвечают организаторы мероприятия. Материалы не являются официальными публикациями ФИБ, даже если мероприятие было совместно организовано или организовано от имени ФИБ. Опубликованные материалы можно заказать по возможности, обратившись непосредственно по адресам организаторов.

ФИБ поддерживает организацию различных мероприятий. Он организует Конгресс каждые четыре года, симпозиумы в годы между каждым Конгрессом, а также симпозиумы молодых ученых и специалистов каждые два года.

Материалы конгрессов и симпозиумов ФИБ индексируются в Scopus (большинство из них) и в Web of Science (некоторые из них). Все недавние конгрессы и симпозиумы проведены с учетом соот-

ветствия новейшим стандартам качества научных материалов, например, каждой публикации дается официальная экспертная оценка.

Члены ФИБ могут получить электронные копии материалов работы конгрессов и симпозиумов через книжный магазин ФИБ. Они также могут получить электронные копии материалов ЕКБ и ФИП в книжном магазине ФИБ.

Конгрессы с момента основания ФИБ:

- 1-й Конгресс ФИБ, октябрь 2002 года, Осака, Япония
- 2-й Конгресс ФИБ, июнь 2006 года, Неаполь, Италия
- 3-й Конгресс ФИБ, с мая по июнь 2010 года, Вашингтон, округ Колумбия, США
- 4-й Конгресс ФИБ, февраль 2014 года, Мумбаи, Индия

Следующий конгресс ФИБ -5-й Конгресс ФИБ, состоится в Мельбурне, Австралия, 6-12 октября 2018 года.

6. Модельные Кодексы ФИБ и новый Модельный Кодекс ФИБ 2020

Начиная с момента своего основания в 1950-х, организации-предшественники ФИБ: ЕКБ и ФИП – сосредоточили свои усилия на обобщении результатов исследований и практического опыта, где это возможно, и перевода их в руководящие документы для инженеров-строителей. При отсутствии данных координировалась и выполнялась необходимая исследовательская работа. Публикация 243 бюллетеней ЕКБ, многочисленных отчетов, рекомендаций, руководств по рациональной практике ведения работ, материалов 13 конгрессов и многих симпозиумов ФИП, свидетельствует как об объеме, так и об эффективности работы, проделанной двумя ассоциациями параллельно с 1952 по 1998 год.

ЕКБ и ФИП неоднократно объединяли свои усилия с целью издания унифицированных рекомендаций, например, в 1963 и 1970 годах, и, в конечном итоге, – Модельных Кодексов ЕКБ-ФИП в 1978 и 1990 гг. (рис.6).

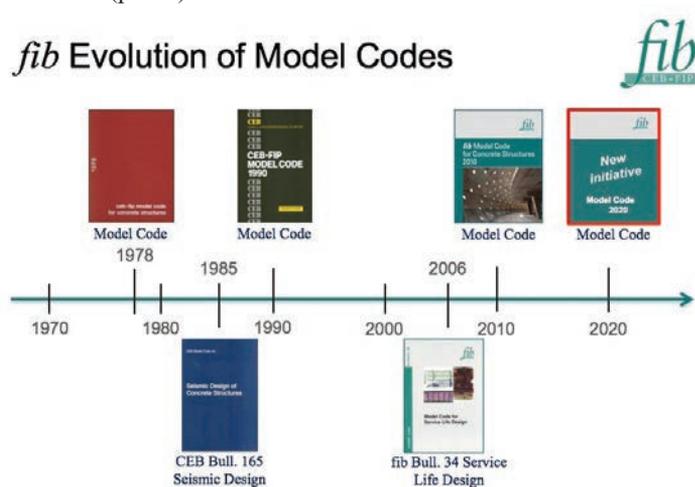


Рис. 6 Эволюция Типовых Кодексов ФИБ

После публикации Модельного Кодекса 1990 ЕКБ-ФИП и слияния этих двух ассоциаций в 1998 г., было принято решение о том, что ФИБ продолжит отслеживать нововведения в соответствующих научных областях, особенно связанных с решением актуальных вопросов, и будет готовить отчеты о современном состоянии проблем, а также рекомендательные материалы, которые по необходимости

Модельный Кодекс 1978 года оказал значительное влияние, приведя к гармонизации многих национальных кодексов. Кроме того, Еврокод 2 был, в основном, создан на основании Модельных Кодексов. Эти результаты демонстрируют эффективность работы ЕКБ и ФИП, для консолидации научных исследований и разработок для практического применения путем публикации бюллетеней, руководств, справочников и модельных кодексов.

могут быть включены в содержание будущего Модельного кодекса.

Первым для ФИБ модельным кодексом стал МС2010, опубликованный в 2013 году [2], который на сегодня является самым актуальным изданием модельного кодекса. Следуя традициям, он представляет собой преднормативный документ по проектированию железобетонных конструкций, который включает самую передовую до сегодняшнего дня техническую и научную информацию о материалах, принципах и правилах моделирования и проектирования, связанных со конструкционным бетоном и представленных в форме нормативного документа [3]. Представленная в МС 2010 года информация подкрепляется несколькими справочными документами (бюллетенями ФИБ).

Первый полный проект Модельного Кодекса был опубликован весной 2010 года и передан комиссиям ФИБ и национальным группам-членам федерации на рассмотрение и представление своих комментариев [4]. После одобрения Генеральной Ассамблеи в октябре 2011 года ФИБ издала заключительный проект Модельного Кодекса ФИБ 2010 для железобетонных конструкций (ФИБ МК2010) в виде книги в твердом переплете (октябрь 2013 года). Подобно предыдущим изданиям ожидается, что Модельный Кодекс ФИБ 2010 года будет иметь огромное значение для содействия разработке национальных и региональных кодексов (норм) и руководящих указаний по конкретным направлениям [5].

Выпуск Модельных кодексов для железобетонных конструкций является центральным аспектом в миссии ФИБ (см. выше, раздел 3, СОМ10). На этом фоне ФИБ создала Комиссию 10 в 2016 году, миссия которой состоит в том, чтобы инициировать и сопровождать работу по новым модельным кодексам в рамках своих рабочих групп и координировать текущую работу, как на основе существующего опыта, так и базируясь на новых разработках в области железобетонных конструкций и конструкционных материалов. Ясно, что Комиссия 10 должна иметь широкое международное представительство через своих членов.

В 2016 году ФИБ приступила к работе над Модельным кодексом ФИБ 2020 в рамках Комиссии 10 и рабочей группы 10.1 (РГ10.1), соответственно. Проект РГ10.1 по продвижению Модельного кодекса ФИБ для железобетонных конструкций использует рабочее название «Модельный кодекс ФИБ 2020». Общее содержание этой работы соответствует «дорожной карте», которая была подготовлена так называемой «базовой группой» по Модельному кодексу, которая была создана Президиумом ФИБ в 2015 году. Члены РГ10.1, будучи специалистами ФИБ во всех областях строительства из бетона, представляют различные регионы и все континенты мира.

Эта новая версия Модельного кодекса будет разработана как единый кодекс проектирования конструкций, включая положения для новых и уже существующих конструкций, гораздо более четким образом, чем это уже было сделано в МС2010. В настоящее время это самая важная задача для организации.

Работа, необходимая для создания такого модельного кодекса, весьма обширна и проводится экспертами всех комиссий ФИБ. Она эффективно структурирована путем создания 10 инициативных групп (в рамках РГ 10.1) и очень хорошо реализуется. Тем не менее, ФИБ будет рада привлечь к этой важной работе новых экспертов из любой части мира.

Видение МС2020 ФИБ как единого общего кодекса проектирования железобетонных конструкций выходит за пределы, достигнутые МС2010, последними кодами ISO, такими как ISO 16311, и нынешним Еврокодом 2, расширяя их применение для уже существующих конструкций. Планируемое развитие должно привести к созданию международного признанного и всеобъемлющего модельного кодекса ФИБ 2020 для новых и существующих железобетонных конструкций.

Таким образом, ФИБ стремится написать первый общий кодекс для новых и существующих железобетонных конструкций, который полностью интегрирует положения по проектированию новых конструкций и вопросы, касающиеся существующих конструкций, включая ситуации, когда новые конструктивные элементы работают в качестве частей существующих сооружений.

МК2020 должен быть:

- оперативным модельным кодексом, ориентированным на удовлетворение практических потребностей, содержащим руководящие принципы для практикующих специалистов в тех случаях, когда положения обычных стандартов недостаточны или отсутствуют, и одновременно может служить в качестве справочного материала для инженерных стандартов во всем мире,

- модельным кодексом, включающим международные знания в отношении материалов и свойств конструкций, с признанием потребностей технических сообществ в различных регионах мира,

- модельным кодексом, следующим за интегрированной оценкой жизненного цикла, которая способствует целостному подходу к структурной безопасности, эксплуатационной надежности, долговечности и устойчивому развитию, и, в свою очередь связывается с более широкими проблемами, такими, как управление объектом в его полном жизненном цикле, стоимость, экологическое и социальное воздействие сооружений из железобетона [6]

- модельным кодексом с фундаментальными принципами и философией безопасности, основанной на концепциях надежности, в котором используется понимание неопределенностей и концепции принятия рисков и дифференциации рисков, чтобы установить целевые критерии проверки как для новых, так и для существующих конструкций при различных уровнях аппроксимации,

- модельным кодексом, последовательно использующим понятия основанные на функциональности, чтобы преодолеть разрыв между инженерами-материаловедами и инженерами-проектировщиками, и устранить определенные ограничения для новых типов бетона и материалов для армирования,

- модельным кодексом с полностью интегрированными положениями, основанными на обобщенных моделях и внедрении уровня аппроксимационного подхода, применимого как для проектирования новых конструкций, так и для всех видов деятельности, связанных с оценкой, вмешательствами и управлением полным жизненным циклом существующих железобетонных конструкций,

- модельным кодексом, который позволяет в полной мере использовать преимущества информации, которая может быть получена путем проведения проверок и мониторинга существующих конструкций, как в отношении оценки, так и в отношении управления жизненным циклом существующих железобетонных конструкций, что включает прогнозирование и обновление данных о надежности и долговечности для ухудшающихся конструкций и использование информации от тестирования и мониторинга на месте,

- модельным кодексом, который отражает важность эксплуатационной надежности и дополнительных возможностей для, соответственно, новых и уже существующих конструкций, а также предлагает последовательный подход к (концептуальному) проектированию, восстановлению и управлению жизненным циклом объекта,

- модельным кодексом, который признает важность подхода к устойчивому развитию и содержит руководящие принципы для последовательного учета требований устойчивого развития применительно к новым и существующим конструкциям,

- модельным кодексом, в котором особое внимание уделяется вопросам, специфичным для существующих конструкций, таким как эффект существенной деградации материала и / или недостаточ-

ной или несовершенной детализации предоставляемых моделей поведения материала и элементов конструкции, необходимость совершенствования моделей и учета неопределенностей в моделях и параметрах модели для существующих конструкций, а также проведения (поэтапно осуществляемых) вмешательств,

- модельным кодексом, в котором особое внимание уделяется управлению объектами в течение всего жизненного цикла, что включает процессы принятия решения для управления и проведения вмешательств, а также влияние (поэтапных) вмешательств на свойства и структурное поведение конструкции и ожидаемый срок службы,

- модельный кодекс, в котором особое внимание уделяется новым типам бетонов, новым методам строительства и (корректирующим) мероприятиям, которые включают в себя определение методов испытаний и создание основы для тестирования и оценки эффективности бетона с активными минеральными добавками и вяжущими и новыми типами заполнителей [7],

- модельным кодексом, который последовательно рассматривает процедуры завершения срока службы сооружения, такие как снос и удаление мусора, включая высокий уровень безопасности демонтажа и конструктивные аспекты демонтажных работ.

7. Заключение

ФИБ выполняет функцию уникального международного форума для экспертов и организаций из всех областей конструкционного бетона, вовлекаемых в проектирование, строительство и эксплуатацию железобетонных конструкций. Работа экспертов в рамках ФИБ руководствуется объединенным видением продвижения конструкционного бетона на благо людей и наций на земле.

Ключевой особенностью ФИБ является ее структура как Федерации, которая в настоящее время включает 45 стран-членов, представляющих все континенты. По этой причине это очень широкая по составу организация, которая охватывает весь спектр перспектив по конструкционному бетону. ФИБ приветствует участие в федерации ассоциаций и организаций из новых стран путем предоставления им гибких вариантов, позволяющим работать всем странам, невзирая на их размеры.

ФИБ при поддержке самых знающих технических специалистов всего мира постоянно подготавливает самые продвинутые технические документы. Эти специалисты приходят из всех сфер гражданского строительства, включая научное сообщество, инженеров-проектировщиков и промышленность. Разнообразие экспертов создает широкую и полную перспективу при разработке документов. Кроме того, эти эксперты на добровольной основе вносят ценный вклад в работу комиссий и рабочих групп ФИБ, обеспечивая беспристрастность документов по своему содержанию.

ФИБ постоянно работает над созданием и распространением знаний. Работа комиссий и рабочих групп освещается во многих ее собственных публикациях.

Присоединение к ФИБ означает для отдельных лиц знакомство с ведущими экспертами по конструкционному бетону из различных стран с получением для себя личной выгоды от обстоятельных дискуссий по самым последним разработкам, выявляя одновременно открытые технические вопросы и проблемы, которые нуждаются в решении, с тем, чтобы внести свой вклад в совместные усилия всех членов ФИБ для построения лучшего мира с применением конструкционного бетона.

Библиографический список

1. The International Federation for Structural Concrete <http://www.fib-international.org/>
2. *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Ernst & Sohn, Berlin, 2013, 402 p.
3. Фаликман, В.Р. Модельный Кодекс ФИБ для проектирования железобетонных конструкций: навстречу новым вызовам. С. 477 - 484. В сборнике: Современные проблемы расчета железобетонных конструкций, зданий и сооружений на аварийные воздействия: сборник докладов Международной научной конференции, посвященной 85-летию кафедры железобетонных и каменных конструкций и 100-летию со дня рождения Н.Н. Попова (19-20 апреля 2016 г., Москва)/под ред. А.Г. Тамразяна, Д.Г. Копаницы; М-во образования и науки Рос. Федерации, Нац. исследоват. Моск. гос. строит. ун-т. Москва: НИУ МГСУ, 2016. 528 с.
4. *Fédération internationale du béton (fib): Model Code 2010, final draft. fib Bulletin No. 65/66, Lausanne, 2012.*
5. Falikman V.R., Zvezdov A.I. The *fib Model Code for Concrete Structures 2010: The Role in Development and Revision of Russian National Codes. fib Symposium 2016. "Performance-Based Approaches for Concrete Structures"*. Proceedings. Abstracts and Keynotes. Cape Town, South Africa, 635 p., pp. 105 – 106.
6. Müller, H. S., Vogel, M.: *Service Life Design for Concrete Structures – Principles, new approaches and practical applications. In: Proc. of fib Symposium, Prague, 2011, pp. 375–390.*
7. Müller H. S., Anders I., Breiner R., and Vogel M. Concrete: treatment of types and properties in *fib Model Code 2010*. Structural Concrete. Volume 14, Issue 4, pages 320–334, December 2013

Авторы:

Харальд С. МЮЛЛЕР, проф., Президент ФИБ. 2015 – 2016 гг., Технологический институт Карлсруэ

Prof. Harald S. MÜLLER, fib Immediate Past President, Karlsruhe Institute of Technology
e-mail: harald.mueller@kit.edu

Д-р Дэвид ФЕРНАНДЕС-ОРДОНЬЕС, Генеральный секретарь ФИБ

Dr. David FERNÁNDEZ-ORDÓÑEZ, fib Secretary General
e-mail: secretary.general@fib-international.org

СОВРЕМЕННАЯ НАУКА. ИСТИНА. КРАСОТА

MODERN SCIENCE. TRUTH. BEAUTY

Н. А. МИНКИНА, д-р филос. наук, проф.

М. М. КОВАЛЬЗОН, доц.

Анализируется проблема соотношения истины, добра и красоты. Проблема эта имеет несколько аспектов. Особое внимание уделяется связи истины и красоты, роли искусства в научном открытии, эстетическим переживаниям в научном познании, ощущению математической красоты, гармонии чисел и формы, «геометрического изящества», как писал Пуанкаре. Доказывается, что интуиция есть проникновение в сущность процесса, во-первых, без предварительного накопления эмпирического материала, и, во-вторых, без обобщения и переосмысления теоретических разработок. Воображение представляет собой способность создавать новые чувственные или мыслительные образы на основе преобразования впечатлений, полученных в реальности. Если воображение бессознательно комбинирует факты новыми способами, то интуиция переносит нужные воображаемые образы в сознание. Процесс познания невозможен без воображения и интуиции, определяющую роль для формирования которых играет эстетическое восприятие действительности.

The article analyses the problem of correlation of truth, goodness and beauty. The problem includes several aspects. Special attention is given to the relationship of truth and beauty, the role of the art in the scientific discovery, aesthetic experience in scientific cognition, feeling of mathematical beauty, harmony of numbers and form, "geometric elegance" as Poincare wrote. It is being proved that intuition is insight into the nature of the process, first without preliminary accumulation of empirical material and second, without synthesis and rethinking of the theoretical developments. Imagination is the ability to create new sensory and mental images on the basis of the transformation of impressions, received in reality. If the imagination unconsciously combines the facts in new ways, while the intuition transfers the necessary images into the consciousness. The process of cognition is impossible without imagination and intuition; the important role for their formation plays aesthetic perception of reality.

Ключевые слова:

современная наука, истина, красота, интуиция, воображение

Key words:

modern science, truth, beauty, intuition, imagination

Наука — это сложная саморазвивающаяся система. Можно выделить три основных этапа в ее развитии: классическая наука (ньютоно-картезианская модель), неклассическая (Эйнштейн, Бор, Максвелл и др.) и, наконец, постнеклассическая. Такое деление предложил и обосновал В.Д. Степин. И хотя некоторые исследователи ставят под сомнение такое деление и, в частности, существование

особого этапа — постнеклассической науки (см. панельную дискуссию в журнале «Эпистемология и философия науки», 2013. Т. XXXVI, №2), это не приуменьшает заслуги В.Д. Степина, а, наоборот, привлекает внимание к дальнейшему изучению как объекта, так и субъекта постнеклассической науки.

Постнеклассическая наука является открытой когнитивной системой. Чтобы адекватно отразить (в той степени, в какой это возможно в силу бифуркационных процессов, флуктуации и других особенностей развития современной науки) креативный потенциал науки как саморазвивающейся системы, необходимо хотя бы в нескольких словах обозначить специфику объекта и субъекта познания в постнеклассической науке.

Для классической науки, как известно, неоспоримым требованием являлось изъятие позиции субъекта из исследовательской деятельности, поскольку только при таком условии возможно достижение объективности процесса познания. В неклассической науке практически невозможно избежать влияния исследователя на результат познания. Суть постнеклассической науки заключается в необходимости включения ценностной характеристики научного знания, и тем самым — самого человека, в процесс познания. Коррозия и защита металлов, космическая медицина, социальная психология, принцип коэволюции, искусственный интеллект ... Само название перечисленных направлений науки не позволяет элиминировать человека из предмета своего исследования.

В период постнеклассической науки по-другому складываются отношения между субъектом и объектом познания. Для этого этапа характерно помещать в ряд «субъект – объект» ценностные регуляторы (представление об ответственности за последствия научных открытий, благо человека, экологическую проблематику, риск, возможность аварии и ее цена, затрагивающая не только дорогостоящее оборудование, но и жизнь человека, и т. п.). Все эти направления науки и результаты исследований неизбежно приводят к переосмыслению философских оснований науки, к изменению типа рациональности, к новому видению соотношения истины, добра, красоты.

Гармония знания и блага не является новой в философии. Так, у Сократа добро и знание едины. Идея блага, считал Платон, есть самое важное знание. В современной науке смысл и цель познания становятся существенным элементом самого процесса познания. Но выбор смысла и целей познания не может осуществляться внутри естественных и технических наук. Человек должен войти в мир ценностей, в мир общества. В результате рационалистическая философия или тип рациональности приобретают новую форму, а познание приобретает гуманитарное измерение.

Эти обстоятельства оказывают свое влияние и на образовательный процесс. Он никогда не был нейтральным к гуманитарной составляющей, образование не может не быть обращенным к человеку. Так было всегда. Сегодня этот аспект актуализировался по вполне понятным причинам. Во-первых, стало очевидным, что недостаточно быть хорошим специалистом в своей области. Профессионализм предполагает способность видеть социальные последствия своей научной и производственной деятельности. Во-вторых, профессионализм предполагает ответственность за принятые решения, за выбор оптимальных способов решения производственных и научных задач. В-третьих, сегодня мир настолько стянут отношениями взаимосвязи и взаимозависимости, что можно и нужно говорить о глобальной ответственности за судьбы мира и человечества, за сохранение уникального создания природы – человеческого разума.

Связь знания и блага, истины и красоты — проблема эта не новая. В истории философии и культуры она решалась как связь истины, добра и красоты. Добро и истина едины, говорил Сократ. Платон неоднократно говорил о красоте разума, красоте познания. Связь гармонии, красоты и числа

отмечали Пифагор и Аристотель. В эпоху Возрождения эту связь пытался осмыслить Николай Кузанский. Для примера можно рассмотреть «золотое сечение». Как известно, это такое соотношение сторон, которое художники и архитекторы считают предпочтительным. Это красиво. Но золотое сечение имеет точное математическое выражение – 0,618. Каждый математик знает, что если математические расчеты громоздки, то их надо упростить. И тогда выступает красота теории. В известном смысле красота является критерием истинности.

Проблема эта имеет несколько аспектов. Нам хотелось бы высветить один из аспектов, а именно, — связь истины и красоты. А если еще более конкретно поставить вопрос, то он может звучать следующим образом: роль искусства в научном открытии.

Известный французский математик Анри Пуанкаре, одновременно с Эйнштейном создавший общую теорию относительности, также обратил внимание на эстетические переживания в математическом знании. Мы определенно носим в себе ощущение математической красоты, гармонии чисел и формы, геометрического изящества, писал Пуанкаре. Все эти чувства – настоящие эстетические чувства, и они хорошо знакомы всем настоящим математикам. Пуанкаре отметил, что в бессознательном фундаменте рационального познания мира лежит эстетическое измерение, позволяющее схватывать определенные целостные структуры мгновенно, помимо расчетов и выкладок. Роль подсознательной деятельности интеллекта в математическом открытии Пуанкаре считал бесспорной.

Связь красоты и научного открытия включает в себя, таким образом, два момента. Во-первых, имеется эстетическое начало в научном мышлении. Во-вторых, в психике исследователя есть бессознательная составляющая. Творчество включает в себя необходимость выбора, отбрасывание неподходящих вариантов. Зачастую это делается бессознательно, когда бессознательным выбором руководит чувство научной красоты, или, как говорил Фрейд, выбором руководит влечение к прекрасному.

Хорошо известно, что правое полушарие отвечает за художественно-образное отражение мира, за интуицию и воображение, и вряд ли кто-нибудь усомнится, что продуктивное воображение и интуиция важны в любой сфере познания и деятельности. Занятия искусством, созерцание прекрасного, поэзия, философия, в том числе размышления над сущностью и смыслом бытия, как раз и развивают правое полушарие. А.П. Чехов заметил, что чутье художника стоит много мозгов ученого, что то и другое имеют одни цели, одну природу и что, быть может, со временем, при совершенстве методов им суждено слиться в гигантскую, чудовищную силу, которую теперь трудно и представить себе.

Таким образом, наука и искусство безразличны друг другу. Наука – это синтез логического и интуитивного (Моцарт и Сальери!). Не случайно в некоторых странах Запада на естественных и технических факультетах преподают в качестве обязательных дисциплин не только гуманитарные, но и специальные художественные дисциплины. А при конкурсном отборе на вакантные научно-технические должности проверяют художественную культуру соискателя. При этом речь идет не просто о знании современного искусства, а о способности понимать и интерпретировать современные произведения искусства. Если человек обладает этой способностью, значит, у него есть воображение, творческий потенциал.

В современной науке смысл и цель познания становятся существенным элементом самого процесса познания. В результате рационалистическая философия или тип рациональности приобретают новую форму, а познание наполняется гуманитарным измерением. Характерно, что в самой этимологии понятия «синергетика» как новой стратегии научного поиска содержится нравственный потенциал. В переводе с древнегреческого синергетика означает «содействие», «сотрудничество», «кооперация», «соучастие». Но мораль потому и возникает, что люди в одиночку не могут противос-

тоять природе, коллективно трудиться, кооперироваться.

Другое дело наука. Наука сама по себе нравственно нейтральна. Законы природы не затрагивают интересов человека. Они не могут нам нравиться или не нравиться. Наука объективна, бесстрашна. Другое дело, в чьих руках она находится. Может ли быть наука объектом моральной оценки? Как связаны этика и наука? Споры по этому вопросу велись на всем протяжении развития науки.

Представляет интерес повествование Плутарха об Архимеде (а это III век до н.э.), который отказывался изложить свои математические открытия по причине опасности их инженерных приложений.

В эпоху Возрождения Леонардо да Винчи писал в своих тетрадах, что он не будет публиковать и разглашать свои чертежи подводной лодки «из-за злой природы человека, который может использовать лодку как средство разрушения на дне моря».

Френсис Бэкон, который провозгласил свой тезис «Знание – сила», вместе с тем подчеркивал в «Новой Атлантиде», что могущество знания следует охранять от широких слоев общества. Глава Дома Соломона (сообщества мудрецов, исследовательского центра) проводил консультацию по вопросу о том, какое из изобретений будет опубликовано и какое нет. Они давали присягу, что будут сохранять в тайне то, что, как они полагали, должно быть секретным.

Более поздние примеры такой позиции. Известно, что всемирно известный немецкий физик, создатель «матричной квантовой механики», которая называется именем Вернера Гейзенберга, предложил в 1941 г. Нильсу Бору, чтобы немецкие и американские ученые воздержались от разработки атомного оружия.

В 1945 г. ученые-атомщики направили военному министру США доклад, в котором говорилось, что успех, которого они достигли в исследовании ядерной энергии, чреват бесконечно большими опасностями, чем все изобретения прошлого. Американский ученый, которого называют «отцом кибернетики», Норберт Винер в 1947 г. принял решение «не публиковать впредь работ, которые могут нанести вред в руках безответственных милитаристов».

Приведенные примеры свидетельствуют о том, что всегда были ученые, которые осознавали, что могут быть двоякие последствия научных открытий. Они могут быть использованы как во благо человека, так и против человека, т.е. во зло.

Второй подход к решению проблемы этики науки связан с именем Галилея (1564-1642), который считал, что научное исследование не может быть ничем ограничено. На полях своего экземпляра «Диалога о главнейших системах мира» (имелись в виду две системы – Птолемея и Коперника) он написал: «Наихудшие расстройства (беспорядки) наступают тогда, когда разум, созданный свободным, ... вынужден рабски подчиняться внешней воле». Ученые имеют право добывать научную истину, не заботясь о возможных отрицательных последствиях. Этой точки зрения придерживались Ньютон, Вольтер, Спиноза. Последний повторял, что в науке человек имеет нечто чистое, бескорыстное, самодостаточное и благословенное.

Однако ситуация изменилась с высвобождением атомной энергии. В 1945 г. начал выходить «Бюллетень ученых-атомщиков». Цель этого издания — прояснить ответственность ученых в отношении проблем, связанных с освобождением ядерной энергии. Главная проблема – ответственность ученых. Если раньше ответственность ограничивалась обязанностью хорошо выполнять свою работу, без фальсификации экспериментов, то теперь ученые должны показать миру те опасности, которые связаны с беспрецедентным ростом науки. Речь идет о проблемах экологии, генной инженерии и т.п.

Призывом к ответственности ученых стало Пагуошское движение. Первая конференция состоялась по инициативе Эйнштейна, Жолио-Кюри и Бертрана Рассела в 1955 г. С тем пор такие конференции проводятся ежегодно.

Таким образом, мы видим, что этическому регулированию подвергается не только использование результатов научной деятельности, но и сама научная деятельность, т.е. деятельность, направленная на получение новых знаний.

Итак, объектом познания постнеклассической науки являются саморазвивающиеся системы, новой стратегией научного поиска выступает синергетика, субъект познания которой включает в себя не только знание, но и ценностные характеристики.

Ключом к пониманию субъекта познания в современную эпоху могут быть слова Ключевского о том, что наука — это не только знание. Наука — еще и сознание. Являясь ядром, сущностью сознания, последнее не исчерпывается знанием. Сознание шире знания. Именно то, что остается за границей знания, позволяет человеку самодоставляться, творить себя. Выражаясь в терминологии Анри Бергсона, жизнь — это своего рода могучий поток творческого формирования, жизненный порыв. Человек — творческое существо. Способность к творчеству определяется иррациональной жизненной интуицией, которая дана лишь избранным (очевидное влияние Шопенгауэра). Интуицию Бергсон трактует как внезапное озарение, непосредственное и безграничное созерцание истины путем творческого вдохновения и силы воли. Интуиция противоположна интеллекту. Это одно из проявлений жизненного порыва. Такова основная идея «Творческой эволюции» Бергсона.

Неслучайно «Творческая эволюция» Бергсона долгие годы была настольной книгой Пригожина — одного из крупнейших теоретиков современной постнеклассической науки. Однако разрыв внезапного озарения и предварительного интеллектуального накопления знания вызывает естественное возражение.

Интуиция — это пронизательность, непосредственное постижение истины без логического обоснования и достаточного эмпирического материала. При этом пронизательность основывается как на воображении, эмпатии, так и на предшествующем опыте. Такое разделение рационального и иррационального можно найти в учении Платона, который утверждал, что созерцание идей (пробразов вещей чувственного мира) есть вид непосредственного знания, которое приходит как внезапное озарение, но всегда предполагающее длительную подготовку ума. Озарение — это переход от чувственного к рациональному, когда человек начинает осознавать то, над чем он в настоящий момент не думал. По словам Бергсона, интуиция есть окраина, или полутьма интеллекта.

Процесс познания невозможен без воображения. Воображение представляет собой способность создавать новые чувственные или мыслительные образы на основе преобразования впечатлений, полученных в реальности. Если воображение бессознательно комбинирует факты новыми способами, то интуиция переносит нужные воображаемые образы в сознание. Сила воображения позволяет человеку взглянуть на примелькавшиеся вещи творчески, по-новому. Интуиция и воображение открывают простор для творческой изобретательности. Наука и искусство неразличны друг другу. Наука — это синтез логического и интуитивного.

Таким образом, субъект познания в постнеклассической науке выступает, скорее, как субъект понимания, ибо включает в себя не только рациональное познание, но и иррациональное осмысление творческого потенциала системы в процессе становления. И хотя наука на всех этапах ее развития ориентирована на истину, объективна по содержанию, существует в форме понятий, категорий, законов, она в то же время имеет эстетическое измерение. Объектом искусства, как и объектом науки,

является мир в целом, его гармония. Искусство, существующее в форме художественных образов, вместе с тем несет познавательную нагрузку.

Библиографический список

1. *Алексеева И.Ю., Шклярник Е.Н.* Что такое компьютерная этика? // Вопросы философии, 2007, №9. — С. 60-73.
2. *Белов В.* Ценностное измерение науки. М.: Идея-пресс, 2001.
3. *Власова С.В.* Научная рациональность, адекватный образ науки и ценности, связанные с наукой // Вестник МГТУ, Т.9, №1, 2006. — С. 11-20.
4. *Литвинова А.Л.* Роль интуиции в научном познании // Философия о предмете и субъекте научного познания / Под ред. Э.Ф. Караваева. — СПб.: Санкт-Петербургское философское общество, 2002. — С. 135-150.
5. *Ровинский Р.Е.* Синергетика и процессы развития сложных систем // Вопросы философии, 2006, №3. — С. 162-169.
6. *Уайтхед А.Н.* Истина и красота // Избранные работы по философии. — М.: Прогресс, 1991.
7. *Фролов И.Т., Юдин Б.Г.* Этика науки. Проблемы и дискуссии. — М.: ЛИБРОКОМ, 2009. — С. 59-110.

Авторы:

Нелли Абрамовна МИНКИНА, д-р филос. наук, проф., заведующая кафедрой философии АО «НИЦ «Строительство», Москва

Nelli MINKINA, Dr. of Sci. (Philosophy), Full Prof., Head of the Department of Philosophy, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: kaffcenter@mail.ru

тел.: +7 (499) 170-70-94

Мария Матвеевна КОВАЛЬЗОН, доцент кафедры философии гуманитарных факультетов МГУ им. Ломоносова, Москва

Maria KOVALSON, Assistant Professor of Philosophy Department, Moscow State University named after M.V. Lomonosov, Moscow

e-mail: mkovalzon@mail.ru

тел.: +7 (916) 529-86-93

Уважаемые авторы!

Журнал «Вестник НИЦ «Строительство» принимает для размещения только оригинальные научные статьи согласно тематике журнала, не опубликованные ранее в других печатных изданиях!

Для публикации статьи в журнале ВЕСТНИК необходимо представить на электронную почту редакции vestnikstroy@list.ru следующие материалы (подробно см. сайт журнала: <http://vestnik.cstroy.ru> раздел Авторам – Правила оформления статьи):

1. Название статьи - на русском и английском языках.
2. Индекс УДК.
3. Информация об авторе на русском и английском языках:
 - 3.1. Ф.И.О. автора (полностью)
 - 3.2. Ученая степень, ученое звание, должность, место и адрес работы/место учебы
 - 3.3. E-mail автора, телефон для связи
4. Аннотация / Abstract (на русском и английском языках): 150-200 слов.
5. Ключевые слова / Keywords (на русском и английском языках): 5-10 слов или словосочетаний.
6. Введение.
7. Основной раздел.
8. Заключение.
9. Библиографический список, оформленный должным образом (см. сайт журнала: <http://vestnik.cstroy.ru>).
10. Рецензия на статью. Рецензент должен обладать ученой степенью и, желательно, ученым званием по специальности, соответствующей теме статьи.
11. Рисунки и таблицы должны иметь названия.
12. Рисунки предоставляются отдельными файлами в форматах: eps, ai, cdr, jpeg, tiff.
13. Статьи, содержащие формулы, помимо word-файла должны дублироваться pdf-файлом, чтобы избежать искажения формул.
14. Рекомендуемый объем статьи – 10-12 страниц текста шрифтом Arial размером 12 пунктов через полтора интервала (32 строки на странице).
15. Количество авторов (соавторов) не должно превышать четырех. В обоснованных случаях это количество может быть увеличено, но при этом соавторы дополнительно должны представить обоснование с характеристикой содержания/объема работы, выполненной каждым из них.

По вопросам оформления статей и приобретения ВЕСТНИКа обращаться в редакцию журнала по телефонам +7(495) 602-00-70 доб. 1014/1002 или по e-mail: vestnikstroy@list.ru

Возможно также оформить подписку по каталогу Роспечать: подписной индекс 36569; 82868, тел. +7 (495) 921-25-50

УЧЕБНЫЙ ЦЕНТР

Приглашает вас:

- Повысить квалификацию специалистов и экспертов
- Пройти обучение в аспирантуре
- Подготовить диссертацию
- Защитить диссертацию на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук



ниц строительство
научно-исследовательский центр



НИИИСК
ИИ. ВАКУЧЕРЕНКО



НИИЖВ
ИИ. АА. ТВОЗДЕВА



НИИОСП
ИИ. НИ. М. ГЕРСЕВАНОВА



ОБУЧЕНИЕ В АСПИРАНТУРЕ АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО» ПРОВОДИТСЯ ПО СЛЕДУЮЩИМ ФОРМАМ ОБУЧЕНИЯ:

очная

прикрепление лиц
для подготовки
диссертации
на соискание
ученой степени
кандидата наук *

заочная

* без освоения программ подготовки научно-педагогических кадров в аспирантуре

1

АО «НИЦ «Строительство» проводит подготовку специалистов на курсах повышения квалификации по очной и заочной формам:

- разработка индивидуальных программ обучения и учебно-тематических планов
- по уникальным программам АО «НИЦ «Строительство»
- в области инженерных изысканий
- в области проектирования
- в области строительства



2

Преподавательский состав
Учебного центра

- Лекции читают академики, действующие члены и члены-корреспонденты РААСН, лауреаты Премий Правительства РФ, заслуженные деятели науки и техники РФ, доктора и кандидаты технических наук
- Учебный класс рассчитан на обучение до 75 человек одновременно. Оснащен системой кондиционирования и видеонаблюдения



3

Набор в аспирантуру и докторантуру АО «НИЦ «Строительство» проводится по направлению 08.06.01 «Техника и технологии строительства» по направленностям:

- 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения»
- 05.23.02 «Основания и фундаменты, подземные сооружения»
- 05.23.05 «Строительные материалы и изделия»

4

В АО «НИЦ «Строительство» работает совет по защите диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук. Защита диссертаций проводится по следующим научным специальностям:

- 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения»
- 05.23.02 «Основания и фундаменты, подземные сооружения»
- 05.23.05 «Строительные материалы и изделия»



г. Москва,
2-я Институтская ул., д. 6



+7(499) 174-73-84
+7(499) 174-73-80



motorina@cstroy.ru
smirnova@cstroy.ru
cool.opk2012@yandex.ru



www.cstroy.ru

НИИЖБ им. А.А. Гвоздева
АО «НИЦ «Строительство»



ниц строительство
научно-исследовательский центр



НИИЖБ
ИМ. А.А. ГВОЗДЕВА

90 лет В СТРОИТЕЛЬНОЙ ОТРАСЛИ СТРАНЫ!

- техническая помощь:
 - при строительстве различных видов зданий и сооружений с применением бетонов нового поколения
 - по разработке новых технологий и систем качества продукции на строительных объектах
- проектные работы для нового строительства и реконструируемых объектов, экспертиза проектной документации
- научно-техническое сопровождение проектирования и строительства
- разработка альбомов сборных железобетонных элементов, конструктивных решений армирования монолитных железобетонных зданий и сооружений
- контроль качества изготовления арматурных элементов и сборных железобетонных изделий и конструкций на производстве, на объектах при монолитном строительстве, в т.ч. с применением BIM-технологий
- обследования зданий и сооружений, в т.ч. методами неразрушающего контроля

**НИИЖБ ИМ. А.А. ГВОЗДЕВА АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО» ПРЕДЛАГАЕТ
ИСПОЛЬЗОВАТЬ МНОГОЛЕТНИЙ ОПЫТ НАШИХ СПЕЦИАЛИСТОВ
НА ОСНОВЕ ВЗАИМОВЫГОДНОГО СОТРУДНИЧЕСТВА!**

Отдел маркетинга НИИЖБ:
тел. +7 (495) 602-00-70 доб. 2300, 2301
эл. почта: niizhb-marketing@cstroy.ru
сайт: www.niizhb-fgup.ru

ТЕРМИНОЛОГИЧЕСКИЙ СЛОВАРЬ ПО ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИЮ

механике грунтов и грунтоведению

Терминологический словарь содержит около 2 тысяч основных терминов по фундаментостроению, механике грунтов и грунтоведению. В словаре дана не только расшифровка терминов, но и поясняющие их графики, рисунки и таблицы, а также этимология терминов и их английские аналоги.

Словарь предназначен для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций, преподавателей и студентов соответствующих вузов.

П.А. Коновалов В.П. Коновалов Ф.Ф. Зехниев

ТЕРМИНОЛОГИЧЕСКИЙ СЛОВАРЬ
ПО ФУНДАМЕНТОСТРОЕНИЮ
МЕХАНИКЕ ГРУНТОВ И ГРУНТОВЕДЕНИЮ



НИЦ строительство
научно-исследовательский центр



НИИОСП
ИМ. Н.М. ГЕРСЕВАНОВА



Из предисловия:

Предлагаемый вниманию читателя труд – это исполнение мечты нашего замечательного учителя, доброго и внимательного человека: профессора Павла Александровича Коновалова (1933-2016). Он начал его проектировать еще в середине прошлого века. До последнего года своей жизни он работал и неуклонно шел к реализации этого плана: создать терминологический словарь, который представит огромный интеллектуальный ресурс научного языка.



Выпуск словаря приурочен к 85-летию учёного.

Соавторами стали его ученик Фаршед Фарходович Зехниев – к.т.н., доцент, Почётный строитель РФ, заведующий лабораторией НИИОСП им. Н.М. Герсеванова АО «НИЦ «Строительство» и сын учёного Владимир Павлович Коновалов – к.т.н., доцент, геотехник.

По вопросам приобретения словаря можно обращаться в АО «НИЦ «Строительство» по телефону: +7 (495) 602-00-70 доб. 1002/1014, e-mail: inf@cstroy.ru или в Издательство АСВ: www.iasv.ru

Научное издание

Вестник НИЦ «Строительство»
Сб. статей. Вып. 1(16) 2018

Под общей редакцией
А.И. Звездова и В.Р. Фаликмана

Редактор выпуска Савельева М.А.
Корректор Космин В.В.
Компьютерная верстка Стрельникова А.А.

Подписано в печать 22.01.2018. Формат 70×100/16
Бумага мелованная. Офсетная печать.
Тираж 500 экз. Заказ №69204.

Отпечатано в типографии «Пи Квадрат»
г. Москва, ул. Смирновская, 19
8 (495) 783-7-111
www.p2press.ru