



НИЦ строительство
научно-исследовательский центр



ЦНИИСК
ИМ. В.А. КУЧЕРЕНКО

ВЕСТНИК

НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»

№ 2 (21) 2019

ИССЛЕДОВАНИЯ ПО ТЕОРИИ СООРУЖЕНИЙ

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

Учредитель: АО «НИЦ «Строительство»

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

При цитировании ссылка обязательна.
Перепечатка материалов допускается только с письменного разрешения редакции.

- Главный редактор ЗВЕЗДОВ Андрей Иванович**, д-р техн. наук, проф.
БАЖЕНОВ Валентин Георгиевич, акад. АИН, д-р физ.-мат. наук, проф. (НИИМ ННГУ, г. Н. Новгород)
VAL Dimitri V., Dr. (School of the Built Environment, Heriot Watt University, Edinburgh, UK)
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)
КОЛЫБИН Игорь Вячеславович, канд. техн. наук, (дир. НИИОСП им. Н.М. Герсманова АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)
КОНДРАТЬЕВА Лидия Никитовна, д-р техн. наук, проф. (СПбГАСУ, г. Санкт-Петербург)
КУРБАЦКИЙ Евгений Николаевич, д-р техн. наук, проф. (ПУТ МИИТ, г. Москва)
LYAMIN Andrei, Prof. (School of Engineering, Callaghan, Australia)
МАИЛЯН Дмитрий Рафаэлович, д-р техн. наук, проф. (ФГБОУ ВО «Донской государственный технический университет», г. Ростов-на-Дону)
МОНДРУС Владимир Львович, д-р техн. наук, проф. (МГСУ, г. Москва)
НЕМЧИНОВ Юрий Иванович, акад. АИН, АСУ, д-р техн. наук, проф. (ГП НИИСК, г. Киев, Украина)
НЕСВЕТАЕВ Григорий Васильевич, д-р техн. наук, проф. (ФГБОУ ВО «Донской государственный технический университет», г. Ростов-на-Дону)
ОБОЗОВ Владимир Иванович, д-р техн. наук, проф. (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)
PUZRIN Alexander, Prof., Dr. (Institute for Geotechnical Engineering, Zurich, Switzerland)
ПЯТИКРЕСТОВСКИЙ Константин Пантелеевич, д-р техн. наук, проф. (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)
СТАВНИЦЕР Леонид Рувимович, д-р техн. наук, проф. (НИИОСП им. Н.М. Герсманова АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)
ТАМРАЗЯН Ашот Георгиевич, д-р техн. наук, проф. (МГСУ, г. Москва)
ТЕР-МАРТИРОСЯН Армен Завенович, д-р техн. наук (ИГЭС НИУ МГСУ, г. Москва)
ТРАВУШ Владимир Ильич, акад. РААСН, д-р техн. наук, проф. (АО «Горпроект», ЦНИИЭП, г. Москва)
ФАРФЕЛЬ Михаил Иосифович, канд. техн. наук (ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)
ФЕДОРОВСКИЙ Виктор Григорьевич, канд. техн. наук (НИИОСП им. Н.М. Герсманова АО «НИЦ «Строительство», г. Москва)
ХАЧИЯН Эдуард Ефремович, акад. НАН РА, д-р техн. наук, проф. (ЕГУАиС, г. Ереван)

Вестник НИЦ «Строительство. Исследования по теории сооружений: Сб. статей. Вып. 2(21) /под ред. А. И. Звездова – М.: АО «НИЦ «Строительство». 2019. – 164 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 – 75188 от 22 февраля 2019 г.

Содержит статьи, посвященные актуальным проблемам развития теории сооружений, непосредственно связанные с решением практических задач.

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

ISSN 2224-9494 © АО «НИЦ «Строительство», «Вестник НИЦ «Строительство», 2019

Содержание

И. И. Ведяков, Д. В. Соловьев, А. И. Коваленко Расчет тонколистовых профилированных секций с двойным гофрированием на сжатие с изгибом	5
И. И. Ведяков, П. Г. Еремеев, П. Д. Одесский, Н. А. Попов, Д. В. Соловьев Анализ нормативных требований к расчету строительных конструкций на прогрессирующее обрушение.....	15
П. Г. Еремеев Металлические комбинированные конструкции покрытий	30
В. М. Бобряшов, В. В. Бобряшов Оценка параметров надежности при проектировании строительных конструкций	41
Ю. А. Варфоломеев, А. А. Погорельцев, А. В. Загвоздин, А.Н. Попов, А. Н. Пьянов Анализ опыта реставрации в России по национальным и международным стандартам и правилам	49
М. К. Ищук, В. Л. Ищук Численные исследования прочности и деформаций наружных стен с лицевым слоем из каменной кладки с гибкими связями при температурных воздействиях	60
Ю. В. Кривцов, И. Р. Ладыгина Материалы для конструктивной огнезащиты стальных строительных конструкций.....	74
А. В. Левченко Влияние высоты зоны фибрового армирования на прочность нормальных сечений каутоновых балок	80
М. О. Павлова, В. А. Захаров, С. В. Кушнир, И. В. Стульева Кирпичные фасады. 20 лет эксплуатации.....	89
В. Н. Симбиркин, Ю. В. Панасенко Учет указаний СП 14.13330.2018 при реализации расчета сооружений на сейсмические воздействия в программном комплексе STARK ES.....	103
А. А. Погорельцев Порядок назначения расчетных сопротивлений древесины в СП 64.13330.2017 «Деревянные конструкции».....	114
О. И. Пономарев, М. А. Мухин, О. С. Чигирин, М. И. Клейменов, А. В. Логвинов Экспериментальные исследования огнестойкости кладки из крупноформатных керамических камней на цементно-песчаных и клеевых растворах	127
О. И. Пономарев, К. П. Пятикрестовский, М. А. Мухин Расчет новых каменных конструкций в плоском напряженном состоянии	136
А. П. Федоркина Развитие философии, науки и техники в эпоху Возрождения	147

Content

I. Vedyakov, D. Solovyev, A. Kovalenko Calculation of cold formed steel panels with double corrugations for for combined bending and axial compression	5
I. Vedyakov, P. Yeremeyev, P. Odesskiy, N. Popov, D. Solovyev Standard requirement analysis for the progressive collapse structure calculation	15
P. Yeremeyev The metal hybrid structures of roofs	30
V. Bobryashov, V. Bobryashov Assessment of reliability parameters in construction structures designing	41
Y. Varfolomeev, A. Pogoreltsev, A. Popov, A. Zagvozdin, A. Pianov Analysis of the restoration experience in Russia according to national and international standards and rules	49
M. Ishchuk, V. Ishchuk Numerical studies of strenght and deformation of external walls with a brick masonry facing layer with flexible ties under temperature impacts.....	60
Y. Krivtsov, I. Ladygina Materials for constructional fire protection of structural steel members	74
A. Levchenko Influence of high of fiber reinforcement zone on the strenght of normal sections of rubcon beams.....	80
M. Pavlova, V. Zakharov, S. Kushnir, I. Stuleva Facades with brick facing masonry. 20 years of operation	89
V. Simbirkin, Y. Panasenko Implementation of seismic structural analysis in Stark ES software according to the building code SP 14.13330.2018	103
A. Pogoreltsev The procedure for assigning the design value of a resistance of wood in SP 64.13330.2017 ‘Wooden construction’	114
O. Ponomarev, M. Mukhin, O. Chigrina, M. Kleymenov, A. Logvinov The pilot studies of fire proofness of a masonry from hollow ceramic stones on heavy joint and glue mortars	127
O. Ponomarev, K. Pyatikrestovsky, M. Mukhin The calculation of new masonry structures under plane stress	136
A. Fedorkina Development of philosophy, science and technology in the epoch of Reinassance	147

РАСЧЕТ ТОНКОЛИСТОВЫХ ПРОФИЛИРОВАННЫХ СЕКЦИЙ С ДВОЙНЫМ ГОФРИРОВАНИЕМ НА СЖАТИЕ С ИЗГИБОМ

CALCULATION OF COLD FORMED STEEL PANELS WITH DOUBLE CORRUGATIONS FOR COMBINED BENDING AND AXIAL COMPRESSION

И. И. ВЕДЯКОВ, д-р техн. наук
Д. В. СОЛОВЬЕВ, канд. техн. наук
А. И. КОВАЛЕНКО

Тонколистовые строительные конструкции применяются в зданиях различного функционального назначения: промышленных, сельскохозяйственных, спортивных. Интерес к подобного рода конструкциям растет, и связано это с высокой скоростью монтажа, низкой материалоемкостью и, соответственно, стоимостью конструкций. Совершенствование и развитие тонколистовых конструкций в большинстве случаев связано с расширением сортамента применяемых в этих конструкциях профилей, а также с разработкой новых конструктивных систем, обеспечивающих возможность увеличения параметров эффективности конструкций.

Введение нового СП 260.1325800.2016 «Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов» стало базисом для развития подобных конструкций.

Но так как указанный СП не охва-

Cold-formed structures are used in buildings of various functional purposes: industrial, agricultural, sports. Interest in this kind of construction is growing, and this is due to the high speed of setting-up, low material consumption and, accordingly, the low cost of construction. Improvement and development of cold-formed structures in most cases is associated with the expansion of the range of profiles used in these structures, as well as with the development of new structural systems that provide an opportunity to increase the efficiency parameters of the structures.

The introduction of the new code СП 260.1325800.2016 'Cold-formed thin-walled steel profile and galvanized corrugated plate constructions. Design rules' became the basis for the development of such structures.

But as long as this code does not fully cover all possible design forms and options for calculating the elements, that is why this article was prepared for the calculation

тывает в полной мере все возможные конструктивные формы и варианты расчета элементов, то именно поэтому и подготовлена статья по расчету тонколистовых профилированных секций с двойным гофрированием на сжатие с изгибом.

В процессе работы над текстом подготовлен и проведен эксперимент с целью приведения разработанной методики расчета существующих панелей к методикам расчета по СП 16.13330.2017.

В статье подробно изложена методика проводимого эксперимента, описываются допущения, позволяющие сопоставлять результаты исследований с реальной работой конструкции. Также сформирован фундамент для проведения дальнейшей научной работы по указанной тематике.

Ключевые слова:

Гофрирование тонколистовые структурные конструкции, легкие стальные тонкостенные конструкции, панели с двойным гофрированием, панель-оболочка, профилированные элементы, профилированный настил, прочность элементов, стальные конструкции

of cold formed steel panels with double corrugations for combined bending and axial compression.

During the work, an experiment was prepared and conducted with the aim of a combining a developed method of calculating existing panels, to methods of calculating according to СП 16.13330.2017. The article details the methodology of the experiment with a description of the assumptions that allow comparing the results of research with the actual work of the structure.

The foundation was also laid for further scientific research on this topic.

Keywords:

Corrugated thin sheet structures, cover panel, frameless folded buildings and structures with double corrugation, joining elements, light steel thin-walled structures, panels with secondary corrugations, profiled elements, profiled flooring, steel structures, strength of elements, truss frame

Тонколистовые строительные конструкции применяются в зданиях различного функционального назначения: промышленных, сельскохозяйственных, спортивных. Интерес к подобного рода конструкциям растет, и связано это с высокой скоростью монтажа, низкой материалоемкостью и, соответственно, стоимостью конструкций. Совершенствование и развитие тонколистовых конструкций в большинстве случаев связано с расширением сортамента применяемых в этих конструкциях профилей, а также с разработкой новых конструктивных систем, обеспечивающих возможность увеличения параметров эффективности конструкций.

Введение нового СП 260.1325800.2016 «Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутого оцинкованного профиля и гофрированных листов» стало базисом для развития подобных конструкций.

При этом указанный СП охватывает не все возможные геометрические формы профилей, что естественно, и требует регулярной актуализации с учетом эволюции конструктивных систем.

В описываемом исследовании рассматриваются тонколистовые панели синусоидальной формы с двойным гофрированием (структурная секция) толщиной 0,8-2,0 мм,

высотой гофр 128 мм и шириной 1 м (рис. 1). В настоящее время отсутствует нормативная методика определения расчета рассматриваемой структурной секции с двойным гофрированием на устойчивость с изгибом. Таким образом, необходимо развитие требований СП 260.1325800.2016 в части определения расчетных характеристик профилей, а также уточнение методики расчета СП 16.13330.2017 для указанного профиля, в частности, определение коэффициента формы сечения η и коэффициента устойчивости φ , для приведения расчета таких панелей к СП 16.1333.2017.

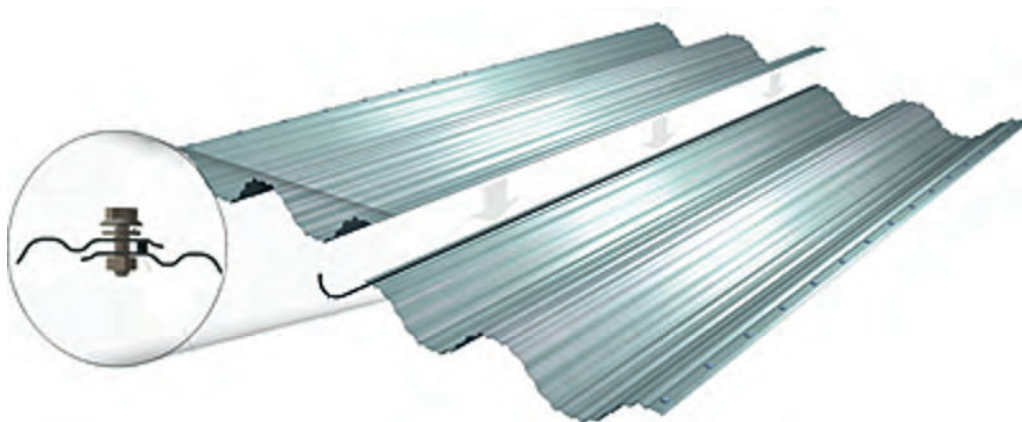


Рис. 1. Схема сопряжения типовой панели

Указанные профили являются основным конструктивным элементом бескаркасных зданий канадской компании Нонсо (рис. 2). Соединение структурных секций между собой в конструкции здания выполняется на болтах. Панели изготавливаются в заводских условиях на высокоточном оборудовании.



Рис. 2. Общий вид покрытия типа Нонсо

Достаточно полное описание обсуждаемой конструктивной системы приведено в статьях [1, 2].

Лаборатория металлических конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко выполнила работы по исследованию этих конструкций, созданию нормативной документации, разработке и научному сопровождению проектов.

При разработке стандарта организации для таких конструкций предложена методика расчета типовой секции по прочности и устойчивости, которая в целом отражает положения СП 260.1325800.2016 и СП 16.13330.2017.

I. Требования прочности

Расчет на прочность следует проводить по формуле

$$(N / A_e \pm M_x / W_x) / (R_y \gamma_c) \leq 1,$$

где N , M_x – абсолютные значения соответственно продольной силы и изгибающего момента при наиболее неблагоприятном их сочетании в пределах рассматриваемой стеновой панели;

A_e – эффективная площадь поперечного сечения;

W_x – момент сопротивления относительно главных осей для расчетного сечения;

γ_c – коэффициент условий работы;

R_y – расчетное сопротивление стали конструкции.

II. Требования устойчивости

Расчет стеновой секции на устойчивость необходимо проводить в соответствии с СП 16.13330.2017.

Расчетные значения продольной силы N и изгибающего момента M необходимо принимать для одного и того же сочетания нагрузок, в одном и том же сечении. При этом значения M следует принимать равным наибольшему моменту в пределах длины стенового элемента.

Проведение расчета на устойчивость не требуется при $m_{ef} > 20$.

Расчетная схема элемента показана на рис. 3.



Рис. 3. Расчетная схема элемента

Расчет на устойчивость проводится по формуле

$$N / (\varphi_e A_e R_y \gamma_c) \leq 1,$$

где A_e – эффективная площадь поперечного сечения, принимаемая по табл. 1;

Φ_e – коэффициент устойчивости при сжатии с изгибом, определяемый по значениям приведенного относительного эксцентриситета m_{ef} и условной гибкости $\bar{\lambda}$, по таблице Д.3 СП 16.13330.2017.

Условная гибкость панели $\bar{\lambda}$ определяется по формуле

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E},$$

где E – модуль упругости стали, принимаемый по справочным данным $2,06 \cdot 10^4$ кН/см²;
 λ – гибкость сжатого элемента, определяемая по формуле

$$\lambda = l_{ef} / i,$$

где l_{ef} – расчетная длина элемента, принимаемая равной геометрической длине стеновой секции от уровня верха фундамента до узла соединения с конструкцией покрытия;
 i – радиус инерции сечения типовой секции (по табл. 1).

Приведенный относительный эксцентриситет m_{ef} вычисляется по формуле:

$$m_{ef} = \eta m,$$

где η – коэффициент влияния формы сечения;

m – относительный эксцентриситет, определяемый для указанных секций по формуле

$$m = \frac{e}{3,1},$$

где $e = M / N + 1,5$ см.

Методика численных исследований, примененная для определения характеристик профилей, в целом описана в статье [3].

На основании численных исследований были определены расчетные геометрические характеристики профилей и получены коэффициенты η . Следует отметить, что указанные коэффициенты в данном случае не являются коэффициентами формы в общепринятом понимании. В процессе исследования критическая нагрузка и соответствующие ей напряжения были определены численным путем. Значения коэффициентов η подбирались таким образом, чтобы обеспечить требования прочности сечения в соответствии с СП 16.13330.2017 с определенной долей обеспеченности.

В таблице 1 приведены характеристики для исследуемых панелей двух толщин.

Таблица 1

Геометрические характеристики типовых секций для испытаний

Марка профиля	Толщина t , мм	Площадь сечения, см ²		Масса l_m пог., кг	Справочные расчетные характеристики			
		полная A_f	эффективная A_e		I_x , см ⁴	I_y , см ⁴	W_{x^2} , см ³	i_x , см
ОСЕ-1,5	1,5	19,50	16,93	15,3	391,0	16539,4	61,9	4,71
ОСЕ-1,2	1,2	15,60	11,66	12,2	313,0	13231,5	48,4	4,71

С целью изучения работы типовых секций под нагрузкой, подтверждения корректности полученных расчетных параметров и методики расчета типовых структурных секций с двойным гофрированием на сжатие с изгибом были проведены натурные испытания конструкций.

Для испытаний принимались типовые секции высотой 600 см, толщиной 1,5 мм и 1,2 мм — по три испытания для каждого типоразмера.

Для проведения испытаний стеновых секций был разработан и изготовлен специальный стенд (рис. 4), представляющий собой жесткую раму из прокатных стальных профилей.

Панель устанавливали на стенде вертикально между двумя траверсами. Для крепления элемента к траверсам использовали типовые стартовые элементы, которыми в реальной конструкции панель крепится к фундаменту. Кроме того, в верхней части на расстоянии около 200 мм от опорного узла гофры элемента были соединены типовой стеновой распоркой. Вертикальную сжимающую нагрузку прикладывали к элементу через нижнюю подвижную траверсу ручным гидравлическим домкратом. Усилие на домкрате определяли при помощи динамометра, расположенного между домкратом и траверсой. Горизонтальная нагрузка была приложена в середине элемента. Для равномерной передачи горизонтальной нагрузки на стеновую панель была использована специально изготовленная деталь, повторяющая геометрию панели, соединенная с грунтами системой блоков.

Для регистрации прогибов панели в контрольных точках по высоте панелей (в средней гофре и по краям) были установлены прогибомеры. В аналогичных сечениях по высоте в пяти точках (в вершине каждой гофры) была установлена система тензодатчиков (рис. 5). В процессе испытаний все образцы доводили до разрушения (рис. 6).



Рис. 4. Стенд для испытания типовых секций



Рис. 5. Схема расположения тензодатчиков



Рис. 6. Разрушение образца

В результате натуральных испытаний были получены прогибы и соответствующие напряжения в панелях при различных нагрузках, вплоть до разрушения.

Анализ эпюр нормальных напряжений проводили в средней части панели. Рассмотрены результаты для трех значений сжимающей нагрузки по экспериментальным данным и по численным исследованиям, приведенные на рис. 7 и 8 соответственно.



Рис. 7. Экспериментальный анализ эпюр нормальных напряжений в средней части панели

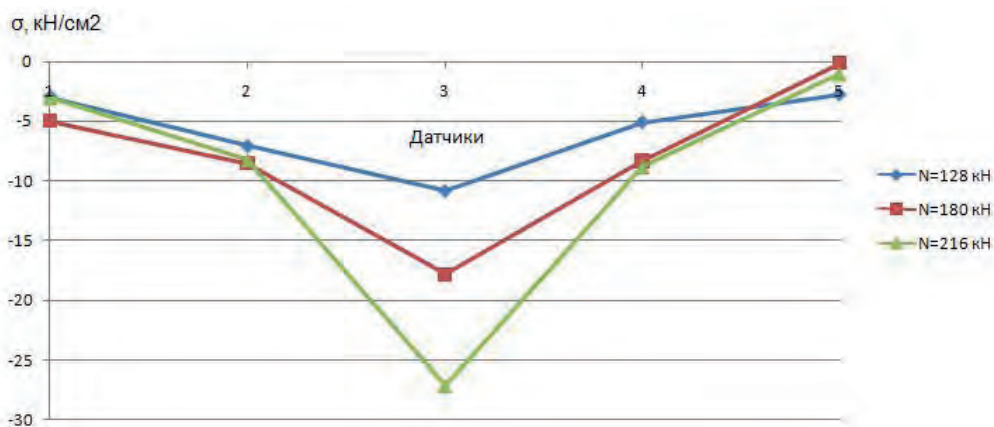


Рис. 8. Численный анализ эпюр нормальных напряжений в средней части панели

Как видно на эпюрах, напряжения в панели распределяются неравномерно, и с увеличением внешней нагрузки на панель эта неравномерность растет. При нагрузке, близкой к значению предельной расчетной, при испытаниях наблюдалось резкое увеличение значений прогибов. Наибольшие перемещения наблюдались в крайних гофрах панели, было отмечено их выпучивание в плоскости и из плоскости панели по двум полуволнам. Связано это с тем, что нераскрепленные, свободные края панели в начальных этапах приложения нагрузки теряли устойчивость, нагрузка перераспределялась, и ее основная часть приходилась на центральную гофру типовой секции. В реальной конструкции такое не происходит, поскольку стеновая конструкция здания является непрерывной системой, т.е. нами предполагается, что стены в здании нагружены равномерно. Таким образом, принятая при испытаниях модель обеспечивала получение критической нагрузки на панель при самой невыгодной схеме загрузки.

Для исследованных образцов с учетом фактических физико-механических харак-

теристик стали были получены следующие средние значения теоретической и фактической разрушающих нагрузок: для панелей толщиной 1,5 мм – 127,9 кН и 214,8 кН соответственно; для панелей толщиной 1,2 мм – 81,6 кН и 152,4 кН соответственно.

На основании анализа результатов численных исследований и натурных испытаний панелей можно сделать следующие выводы:

- распределение напряжений, полученное в результате численных исследований, фактически соответствует полученным при натурных испытаниях;
- панели, рассчитанные по предложенной методике, имеют достаточный запас несущей способности относительно фактической разрушающей нагрузки;
- определен характер работы профилей в закритической стадии;
- значения перемещений, полученные в результате численного моделирования, меньше экспериментальных данных, что обусловлено неидеальными условиями испытаний;
- проведенные численные исследования и натурные испытания стеновых секций позволили провести сопоставление экспериментальных и теоретических данных и подтвердить достоверность методики расчета типовых структурных секций бескаркасных зданий.

Библиографический список

1. *Ведяков И.И., Арменский М.Ю., Соловьев Д.В.* Теоретические и экспериментальные исследования новых марок профилированного настила // *Строительная механика и расчет сооружений.* – 2007. – №2. – С. 72-74.
2. *Ведяков И.И., Соловьев Д.В., Арменский М.Ю.* Новые типы бескаркасных конструкций быстровозводимых зданий из холодногнутых тонколистовых стальных профилей // *Промышленной и гражданское строительство.* – 2009. – №10. – С. 27-29.
3. *Арменский М.Ю.* Опыт использования численных методов в исследованиях геометрических характеристик тонкостенных профилей // *Промышленное и гражданское строительство.* – 2009. – №6. – С. 23-26.
4. *Трофимов В.И., Каминский А.М.* Легкие металлические конструкции зданий и сооружений // *Строиздат* - 1993.
5. *Прицкер А. Я., Аденский В. А., Фридман М. С.* Бескаркасные складчатые конструкции // *К.: Будівельник* - 1991.
6. *Hancock Gregory J., Murray Thomas, Ellif Duane S.* Cold-formed steel structures to the AISI Specificatio // *Eastern Hemisphere Distribution* - 2001.
7. *Еремеев П.Г., Киселев Д.Б.* К проектированию бескаркасных конструкций арочных сводов из холодногнутых тонколистовых стальных профилей // *Монтажные и специальные работы в строительстве* №7 – 2004 - С. 15-18.

Авторы:

Иван Иванович ВЕДЯКОВ, д-р техн. наук, проф., директор ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Ivan VEDYAKOV, D. Sci. (Engineering), Full Professor, Director of TSNIISK named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: vedykov@gmail.com

тел.: +7 (499) 171-26-50

Дмитрий Валерьевич СОЛОВЬЕВ, канд. техн. наук, зав. сектором лаборатории металлических конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Dmitriy SOLOVYEV, Ph.D. (Engineering), Head of Sector of Metal structures in Laboratory, TSNIISK named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: DVSolov@yandex.ru

тел.: +7 (499) 170-67-78; +7 (903) 107-03-47

Алексей Игоревич КОВАЛЕНКО, инженер лаборатории металлических конструкций ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Alexey KOVALENKO, Researcher, Sector of Metal structures in Laboratory of TSNIISK named after V.A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: Kovalenko@cstroy.ru

тел.: +7 (499) 170-67-78

АНАЛИЗ НОРМАТИВНЫХ ТРЕБОВАНИЙ К РАСЧЕТУ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ПРОГРЕССИРУЮЩЕЕ ОБРУШЕНИЕ

STANDARD REQUIREMENT ANALYSIS FOR THE PROGRESSIVE COLLAPSE STRUCTURE CALCULATION

И. И. ВЕДЯКОВ, д-р техн. наук

П. Г. ЕРЕМЕЕВ, д-р техн. наук

П. Д. ОДЕССКИЙ, д-р техн. наук

Н. А. ПОПОВ, канд. техн. наук

Д. В. СОЛОВЬЕВ, канд. техн. наук

Необходимость расчета строительных конструкций на прогрессирующее обрушение отражена в ряде законодательных и нормативных документов РФ и часто играет решающую роль при проектировании строительных объектов.

Анализ имеющегося опыта реального проектирования показал, что эта сложная проблема не может быть решена универсальными методами. Ее постановка и решение должны быть отражены в сводах правил и рекомендациях по проектированию зданий и сооружений конкретных типов.

Анализ зарубежных норм показывает, что к отечественным нормам наиболее близким по заложенным принципам и имеющимся расчетным подходам является EN 1991-1-7:2006, в котором предложена развитая и целостная система подходов по обеспечению надежности конструкций зданий и сооружений различных

The need to calculate structures on the progressive collapse is reflected in a number of codes and standards of the Russian Federation and often plays a crucial role in the design.

Analysis of the existing design experience showed that this problem cannot be solved by general methods, its formulation and solution should be reflected in the sets of standards for designing specific buildings and structures.

The analysis of the foreign experience shows that the most similar to Russian standards is EN 1991-1-7: 2006, which proposed a developed and integral system of approaches to ensure the reliability of the structures with different responsibility levels for special impacts (accidental actions), including the strategies to protect structures from progressive collapse.

The problem is that the modern standards discussed in this article have a number of mistakes. Of course the new SP 385.1325800.2018 has positive

уровней ответственности при особых воздействиях, включающая определение стратегий по защите конструкций от прогрессирующего обрушения.

Рассмотренные в статье нормативные документы в области расчетов на прогрессирующее обрушение имеют ряд разночтений и замечаний, требующих устранения. Новый СП 385.1325800.2018 содержит ряд положительных нововведений, в частности, более детальные подходы к конструктивным требованиям при проектировании железобетонных, панельных зданий, но при этом в некоторых случаях противоречит требованиям СП 296.1325800.2017 и ГОСТ 27751-2014. Введение нового СП не только не разрешает имеющиеся недочеты и противоречия в нормативной базе в части учета прогрессирующего обрушения, но только еще больше запутывает ситуацию.

innovations, for example, more detailed approaches to the reinforced concrete design, panel buildings, etc. At the same time, it does not fully take into account the requirements of SP 296.1325800.2017 and GOST 27751-2014. The introduction of a new standard not only does not resolve the existing shortcomings and contradictions in the progressive collapse regulatory framework, but only further confuses the situation.

Ключевые слова:

Здания и сооружения повышенного уровня ответственности, непропорциональное разрушение, особо опасные объекты, промышленные здания, прогрессирующее обрушение, расчет строительных конструкций, уникальные и большепролетные конструкции

Keywords:

Buildings and structures with a high level of responsibility, calculation of building structures, industrial buildings, long-span structures, non-proportional destruction, progressive collapse, unique structures

Введение

В настоящее время проблема расчета строительных конструкций на прогрессирующее обрушение отражена в ряде законодательных и нормативных документов РФ и часто играет решающую роль при проектировании строительных объектов.

Уместно напомнить историю возникновения этой проблемы в мире. Авария жилого дома в Лондоне в 1968 г. выявила возможность обрушения зданий как лавинообразного процесса. После этого в зарубежные строительные нормы были введены требования по обязательному учету воздействий, вызванных непропорциональными местными отказами [1, 2, 3]. Опасность террористических нападений на здания и сооружения была признана после серии взрывов (Центр международной торговли в 1993 г., Оклахома-Сити – в 1995 г., Саудовская Аравия – в 1996 г.; американские посольства в Кении и Танзании в 1998 г., обрушение башен Центра международной торговли в Нью-Йорке 11 сентября 2001 г.). Эти нападения привели к ужесточению американских строительных норм в части защиты зданий от прогрессирующего обрушения, к необходимости учета потенциальной угрозы террористического нападения и разработки проектных мероприятий

по ограничению последствий. Чуть позже для зданий массового строительства в Москве были выпущены рекомендации [4, 5, 6, 7], содержащие требования по предотвращению лавинообразного обрушения, аналогичные зарубежным строительным нормам. Однако все эти рекомендации распространялись только на монолитные и каркасные многоэтажные здания.

В 2009 г. был принят закон РФ №ФЗ-384 «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений», где в статьях 7 и 16 в том числе указано требование о необходимости учета отказа какого-либо элемента конструкции в качестве аварийной расчетной ситуации. Однако это требование не подкреплено никакими нормативными документами, что исключает возможность их выполнения при проектировании сооружений различных типов.

Анализ имеющегося опыта реального проектирования показал, что эта сложная проблема не может быть решена универсальными методами, ее постановка и решение должны быть отражены в рекомендациях по проектированию зданий и сооружений конкретных типов. Требования по предотвращению прогрессирующего обрушения панельных или каркасных высотных зданий не могут быть использованы, например, при проектировании большепролетных пространственных конструкций, промышленных зданий и т.п. Прогрессирующее обрушение разнообразных сооружений нельзя предотвратить условными необоснованными расчетами, путем исключения из работы ключевых элементов. При буквальном соблюдении этого требования, реальное проектирование таких объектов становится невозможным или их цена существенно возрастает.

Приведем ряд примеров из практики реального проектирования, показывающих, к чему приводит требование исключения из работы некоторых ключевых элементов.

1. Производственное здание повышенной ответственности (КС-3) с покрытием из ферм пролетом около 60 м, с колоннами сечением 1,0×1,0 м и шагом 12 м, принятых с учетом технологических требований. При исключении из работы одной из колонн с несущей способностью около 2500 т потребуются ввести в конструктивную схему подстропильные фермы пролетом 24 м и высотой 3,0 м, работающие на сосредоточенную силу около 2000 т (с учетом понижающих коэффициентов). Дополнительный расход стали оказывается около 50 %.

Если следовать «букве закона», то из работы такой конструкции покрытия следует исключать и панель нижнего пояса фермы, что приводит к невозможности реализации проекта.

2. Покрытие Старого Гостиного Двора в Москве, имеющее вид арочно-вантовой фермы. Здание используется для ответственных мероприятий государственного уровня. Исключение из работы нижнего пояса фермы приведет к обрушению покрытия.

3. Вантовое покрытие стадиона «Локомотив» на 30 тыс. зрителей. Исключение из работы одного из угловых пилонов приведет к обрушению покрытия.

4. Покрытие ККЦ «Крылатское». Исключение из работы одного из пилонов также приведет к обрушению покрытия.

И таких примеров можно привести бесчисленное множество.

Анализ действующих нормативных документов

Общеизвестно [8], что главная причина отказов в строительстве — это ошибки проектирования, дефекты изготовления и монтажа; низкое качество материалов и конструкций; неправильная эксплуатация. Разрушения от террористических нападений оказываются гораздо (на несколько порядков) ниже этих причин. Следует отметить, что каждое сооружение имеет некоторую вероятность разрушения. Попытка приблизить эту вероятность к нулю сопровождается стремительным ростом стоимости сооружения [9].

Следствием развития отечественных норм, в том числе в части расчетов на прогрессирующее обрушение, стало внесение ряда требований в ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения». В этом документе приводится классификация сооружений по уровням ответственности; отмечается, что расчет на прогрессирующее обрушение проводится для зданий и сооружений класса КС-3, а также зданий и сооружений класса КС-2 с массовым нахождением людей, что в целом последовательно отражает принципы, заложенные в нормативных документах предыдущих лет. Учитывая нормативные требования и имеющийся отечественный и зарубежный опыт проектирования большепролетных конструкций, в том числе СТО 36554501-024-2010, в ГОСТ 27751-2014 указывается, что расчет на прогрессирующее обрушение допускается не проводить, если предусмотрены специальные мероприятия, которые обычно отражаются в Специальных технических условиях на объект.

Государственная экспертиза в последнее время однозначно трактует требования статьи 16 ФЗ-384 «Технического регламента о безопасности зданий и сооружений» о необходимости учета аварийной расчетной ситуации при проектировании зданий и сооружений повышенного уровня ответственности (в том числе предельных состояний при ситуации, возникающей в связи со взрывом, столкновением с транспортным средством, с аварией, пожаром, а также непосредственно после отказа одной из несущих строительных конструкций). Именно фраза в скобках: «после отказа одной из несущих строительных конструкций», по мнению экспертов, отражает необходимость обязательного расчета на прогрессирующее обрушение с исключением отдельных несущих элементов колонн зданий. Но следует отметить, что в статье 6 ФЗ-384 указано, что требования указанного Федерального закона обеспечиваются в результате применения национальных стандартов и сводов правил (частей таких стандартов и сводов правил), входящих в утвержденный правительством перечень обязательных. Кроме того, в статье 15 п. 6 указывается, что безопасность здания или сооружения должна быть обоснована, в том числе требованиями специальных технических условий.

Таким образом, именно соблюдением требований обязательных технических нормативных документов, в частности, ГОСТ 27751-2014 или СТУ, обеспечивается соблюдение требований ФЗ-384.

Повсеместное и непоследовательное введение в своды правил требований о необходимости расчётов конструкций на прогрессирующее обрушение иногда приводит к серьезным противоречиям. Например, в соответствии с п. 5.1 СП 56.13330.2011, фактически все производственные здания необходимо проектировать с учетом сопротивления прогрессирующему обрушению, в том числе и здания класса КС-2. По этому вопросу

Минстроем РФ было опубликовано письмо №35062-АС/08 от 29 сентября 2017 года, где указывается, что в СП 56.13330.2011 будут внесены изменения для устранения этих избыточных требований. Указанный СП внесен в перечень обязательных, и государственная экспертиза обязывает выполнять указанные требования, что ведет к удорожанию таких объектов, а иногда – и к полной нецелесообразности или невозможности реализации инвестиционных проектов.

Анализ зарубежных норм

Проведем анализ некоторых известных зарубежных норм в части обеспечения сопротивления несущих конструкций прогрессирующему обрушению.

В документе UFC [10], разработанном для оборонного ведомства США, требования к проектированию зависят от категории риска (RC) объекта и учитывают следующие подходы к обеспечению устойчивости конструкций к прогрессирующему обрушению:

- Проектирование с учетом дополнительных нагрузок и связевых элементов (затяжек), обеспечивающих передачу усилий из поврежденной части структуры сооружения к неповрежденной части;
- Альтернативный метод, при котором определяются сценарии с исключением несущих элементов из конструкций;
- Обеспечение повышенной локальной несущей способности элементов конструкций; при этом подходе создается повышенная прочность на сдвиг и изгиб колонн и стен по периметру здания для обеспечения дополнительной защиты и уменьшения ущерба в случае возникновения особого воздействия.

Отдельно отмечается, что областью применения альтернативного метода расчета (с удалением отдельных элементов) являются многоэтажные жилые и офисные здания.

Еще одним нормативным документом США является GSA «Альтернативный метод анализа и обеспечение сопротивления прогрессирующему обрушению» [11]. Эти нормы предназначены для создания необходимого уровня защиты от прогрессирующего обрушения федеральных объектов.

Наиболее близким к отечественным нормам является Eurocode. Стратегии, которые можно рассматривать для особых расчетных ситуаций согласно Eurocode 1 BS EN 1991-1-7:2006 [12], схематично представлены на рис. 1.

При этом в первой стратегии – при идентифицированных особых воздействиях – должны быть приняты меры по снижению риска от особых воздействий, включающие следующие мероприятия:

- предотвращение появления воздействия или снижение вероятности появления и/или величины воздействия до приемлемого уровня в процессе проектирования конструкций (например, в зданиях – за счет легкосбрасываемых элементов с малой массой и прочностью, уменьшающих эффект взрыва и т.п.);
- защита конструкции путем уменьшения эффекта от особого воздействия (например, посредством устройства защитных ограждений или барьеров безопасности);
- обеспечение избыточной несущей способности конструкций.

Несущая способность конструкций в этом случае обеспечивается посредством при-

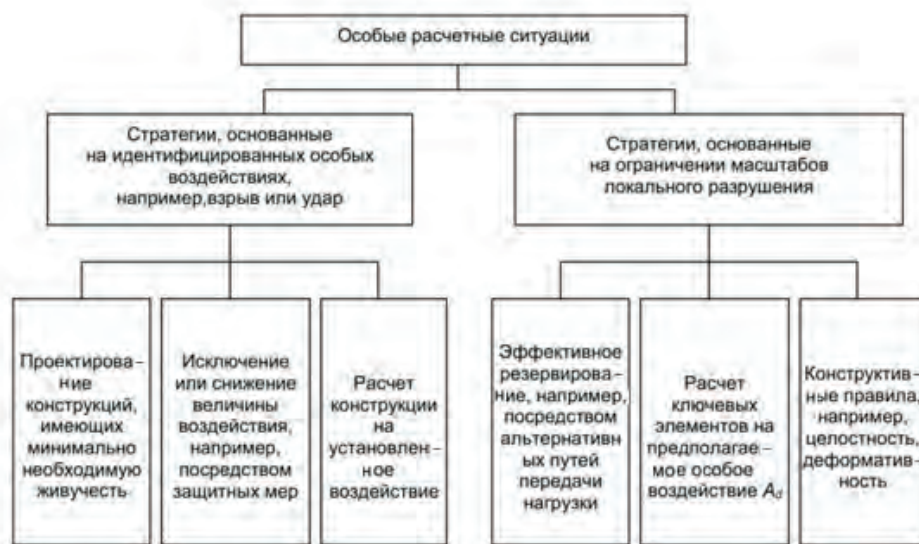


Рис. 1. Стратегии для особых расчетных ситуаций

менения следующих одного или более подходов:

- проектирование определенных элементов конструкции, от которых зависит общая устойчивость конструкции, как ключевых элементов, с целью увеличения вероятности сохранения работоспособного состояния конструкции после реализации особого события;
- расчет конструктивных элементов и выбор материалов, имеющих достаточную деформативность, допускающую поглощение значительной потенциальной энергии без возникновения разрушения;
- создание достаточного запаса несущей способности конструкции с целью обеспечения альтернативных путей передачи нагрузки после реализации особого события.

В некоторых случаях, когда конструкцию невозможно защитить указанными подходами, предупредительные меры могут включать регулярные инспекции и техническое обслуживание в течение срока эксплуатации.

Вторая стратегия по ограничению масштабов локального разрушения может включать один или несколько следующих подходов:

- проектирование ключевых элементов, от которых зависит общая устойчивость здания, например, так, чтобы они были способны воспринимать дополнительные нагрузки, от особых воздействий;
- проектирование конструкций таким образом, чтобы в случае локального разрушения (например, при отказе отдельного элемента) общая устойчивость всей конструкции или ее значительной части была обеспечена;
- применение расчетных/конструктивных правил, обеспечивающих приемлемую несущую способность конструкции (например, применение связей во всех трех направлениях для обеспечения дополнительной целостности или минимальный уровень де-

формативности строительных элементов, подверженных удару).

В EN 1991-1-7:2006 особые расчетные ситуации определяют в зависимости от классов зданий и сооружений по последствиям разрушения. В частности, для повышенного уровня ответственности требуемый уровень надежности конструкций и дополнительные требования к конструктивным расчетам определяются в каждом конкретном случае на основании специальных исследований. В этом случае может потребоваться выполнение анализа рисков (по приложению «В» EN 1991-1-7:2006), а также применение более совершенных методов расчетов, включающих динамический анализ, нелинейные модели и учет взаимодействия между нагрузкой и конструкцией.

Таким образом, в EN 1991-1-7:2006 предложена развитая и целостная система подходов по обеспечению надежности конструкций зданий и сооружений различных уровней ответственности при особых воздействиях, включающая определение подходов, так называемых стратегий по защите конструкций от прогрессирующего обрушения. При этом в предложенных стратегиях в определенных случаях допускается выполнять проектирование без исключения элементов из каркаса здания, и тогда наиболее ответственные элементы следует рассчитывать как «ключевые», с повышенной несущей способностью.

Применяющиеся в мировой практике методы проектирования с учетом сопротивления прогрессирующему обрушению схематично представлены на рис. 2 [13].

Анализ новых нормативных документов

Недавно утвержденный СП 296.1325800.2017 «Здания и сооружения. Особые воздействия» разработан в развитие имеющегося СП 20.13330 «Нагрузки и воздействия», а также ГОСТ 27751-2014 и определил нормативные требования к учету экстремальных климатических, взрывных, ударных воздействий на конструкции, в том числе к расчету на прогрессирующее обрушение. В этом Своде правил определены дополнительные коэффициенты надежности в отношении климатических воздействий для различных регионов Российской Федерации, дополнительные коэффициенты условий работы стальных и железобетонных конструкций при расчетах на аварийные воздействия, в том числе на прогрессирующее обрушение.

При разработке требований СП 296.1325800.2017 учтен отечественный и европейский опыт проектирования большепролетных и уникальных конструкций последнего десятилетия в части обеспечения надежности конструкций, в том числе при аварийных воздействиях. В документе приведены требования к учету особых воздействий, которые ранее не находили отражения в сводах правил: экстремальные климатические, ударные нагрузки от автомобильного, железнодорожного подвижного состава, вертолетов и т.д. В разделе 5 приведены общие требования по учету расчетных аварийных ситуаций, в том числе по расчету на прогрессирующее обрушение.

Кроме этого, согласно обсуждаемому документу, для сооружений класса КС-3 допускается разрабатывать конструктивные решения с учетом оценки риска, анализа последствий нормативных и аварийных особых воздействий и затрат, связанных с проведением мероприятий для ограничения площади повреждений.

В приложении «В» СП 296.1325800.2017 определены дополнительные коэффициенты работы для ключевых элементов большепролетных сооружений, для которых не выполняются расчеты на прогрессирующее обрушение. Предложенный в СП подход для большепролетных сооружений в целом похож на имеющийся в EN 1991-1-7:2006, но более дифференцирован в зависимости от типов элементов. При этом следует отметить, что в документе однозначно не определено, какие сооружения должны считаться большепролетными. В развитие предложенного нормативного подхода целесообразно обеспечить возможность применения указанных требований ко всем сооружениям повышенного уровня ответственности (КС-3).

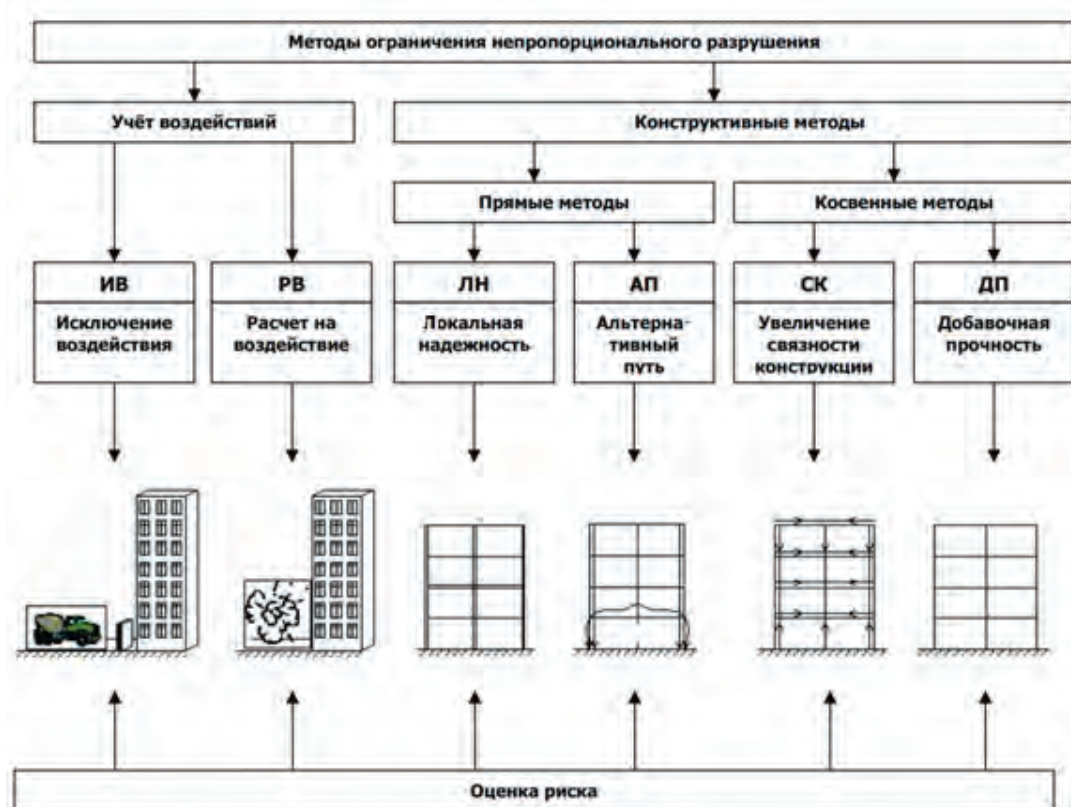


Рис. 2. Методы проектирования с учетом сопротивления прогрессирующему обрушению

Недостатком СП 296.1325800.2017 «Здания и сооружения. Особые воздействия» можно считать отсутствие каких-либо условий к сценариям и подходам по расчетам на прогрессирующее обрушение с исключением несущих элементов, что в американских нормах называется альтернативным методом расчета.

При этом в указанном Своде правил предусмотрена достаточно четкая структура документа, с возможностью дальнейшего его развития, определены особые нагрузки, предложены базовые требования к расчету на прогрессирующее обрушение.

Недавно утвержден новый СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения». Следует отметить, что уже первый пункт (п. 1.1) этого СП противоречит ГОСТ 27751-2014, так как устанавливает требования к зданиям и сооружениям нормального и повышенного классов КС-2 и КС-3, тогда как в ГОСТ требования по расчету на прогрессирующее обрушение предъявляются к сооружениям класса КС-2 с массовым нахождением людей. Указанный ГОСТ входит в перечень национальных стандартов, в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается соблюдение требований ФЗ-384.

Предъявление требований по учету сопротивления прогрессирующему обрушению к зданиям и сооружениям нормального уровня ответственности без дополнительных ограничений приводит к тому, что практически все производственные здания на территории РФ перестанут соответствовать предложенному нормативному документу. Труды отечественной науки за последние 100 лет по разработке рациональных конструктивных схем и экономичных типовых каркасов зданий фактически перечеркнуты.

СП 385.1325800.2018 приводит требования к расчетам на прогрессирующее обрушение непоследовательно, не учитывая требования ранее выпущенных документов, в том числе СП 296.1325800.2017.

Кроме отмеченного, указанный СП 385.1325800.2018 имеет ряд недостатков, на которые было обращено внимание авторов в процессе общественных слушаний, но которые не были учтены в финальной версии документа.

Требования к зданиям и сооружениям при их переоборудовании и реконструкции следует детализировать и, возможно, выделить в отдельный блок. В частности, есть ряд требований и вопросов, которые возникают при реконструкции существующих металлургических, нефтеперерабатывающих и др. опасных производств, к которым в соответствии с современными положениями норм предъявляются повышенные требования по ответственности при их модернизации.

Целесообразно предусмотреть возможность разработки превентивных мероприятий, направленных на снижение вероятности возникновения аварийных ситуаций и прогрессирующего обрушения в соответствии с рекомендациями научно-технического сопровождения, расчетом риска и разработкой СТУ на объект.

В соответствии с требованиями раздела 7, а также приложения «И» обсуждаемого СП расчет конструкций зданий и сооружений на прогрессирующее обрушение следует проводить в геометрически и физически нелинейной постановке, в том числе с учетом грунтового основания.

Здесь следует обратиться к федеральному закону №384, в статье 16 п. 4 которого утверждается, что расчетные модели (в том числе расчетные схемы, основные предпосылки расчета) строительных конструкций и оснований должны отражать действительные условия работы здания или сооружения, отвечающие рассматриваемой расчетной ситуации. При этом наряду с целым рядом факторов отмечается, что должна быть учтена геометрическая и физическая нелинейность. Как следствие указанных требований ФЗ-384, аналогичное требование имеется и в СП 16.13330.2017.

Следует отметить, что для большинства средних и крупных объектов моделирова-

ние и проведение расчетов в такой постановке не всегда обосновано и трудно выполнимо в связи с ограниченностью программных ресурсов и вычислительной мощности современных компьютеров. Для большинства объектов учет физической и геометрической нелинейности просто не требуется, поэтому следует расширить возможные типы моделей в зависимости от типов конструкций и принять возможность использования статического, нелинейного статического или динамического анализа конструкций.

Вернемся к рассмотрению СП 385.1325800.2018 и, в частности, п. 4.6, который не соответствует аналогичным требованиям, ранее приведенным в п. 5.7 СП 296.1325800.2017, в части размеров локальных разрушений. Кроме того, указанный пункт имеет по тексту ошибку, фактически не закончен, поэтому трактуется неоднозначно.

Следует отметить, что в соответствии с Постановлением Правительства РФ №624 от 01.06.2016 г. «Об утверждении Правил разработки, утверждения, опубликования, изменения и отмены сводов правил» при разработке свода правил не допускается дублирование требований национальных стандартов Российской Федерации и других сводов правил.

В п. 4.7 СП 385.1325800.2018 отмечается, что защиту зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения необходимо обеспечивать наиболее рациональными средствами, в частности, применением материалов и конструктивных решений, обеспечивающих развитие в конструктивных элементах и их соединениях пластических деформаций. В п. 7.7 отмечается, что в случае обеспечения пластичной работы конструктивной системы в предельном состоянии расчет на устойчивость против прогрессирующего обрушения проводят кинематическим методом теории предельного равновесия. Известно, что в строительных стальных конструкциях развитие пластических деформаций возможно и в соединениях, и в элементах, что обеспечивается требованиями СП 16.13330 и ГОСТами на сталь, поэтому в части стальных конструкций это требование неактуально.

Пункт 6.3 СП 385.1325800.2018 частично повторяет требования СП 267.1325800.2016 «Здания и высотные комплексы. Правила проектирования» в части назначения коэффициентов надежности по ответственности и в предложенном контексте читается неоднозначно, так как непонятно, к расчету на нормальный режим работы или к расчету на устойчивость против прогрессирующего обрушения допускается принимать повышенные коэффициенты надежности по ответственности.

Пункт 8.1 может трактоваться неоднозначно, так как непонятно, в каком случае должна быть обеспечена повышенная прочность: при расчете на нормальный режим работы или при расчете на прогрессирующее обрушение.

Конструктивные мероприятия, указанные в п. 8.6 СП 385.1325800.2018, для зданий и сооружений со стальным каркасом требуют уточнения, в связи с тем что исключение возможности хрупкого разрушения конструктивных элементов и их узлов определяется соблюдением требований, изложенных в СП 16.13330, и не требует дополнительного включения в обсуждаемый СП.

Включение требований по применению в конструкциях только малоуглеродистых и низколегированных сталей с относительным удлинением не менее 20% фактически ис-

ключает возможность применения всех высокопрочных сталей, у которых относительное удлинение составляет около 14-17% и которые применяются в уникальных, большепролетных, технически сложных объектах. Например, известная башня «Ахмат Тауэр» запроектирована из стали S690 с относительным удлинением 14%, т.е. не соответствует требованиям предложенного СП. Указанное требование в целом нецелесообразно.

Кроме этого, согласно п. 8.6 связи должны быть запроектированы таким образом, чтобы они не выключались из работы и допускали без разрушения развитие необходимых деформаций для перераспределения силовых потоков после локального разрушения одного из несущих элементов. Такое требование не обосновано, противоречит СП 16.13330, так как работа, например, крестовых связей, подразумевает выключение из работы сжатых элементов в нормальном режиме работы, что учитывается при назначении предельной гибкости элементов.

В п. 8.7 предъявляются дополнительные требования к большепролетным конструкциям, при этом не определены параметры большепролетных конструкций. Согласно СП 304.1325800.2017 «Конструкции большепролетных зданий и сооружений. Правила эксплуатации», большепролетная конструкция – строительная конструкция с пролетом 18 м и более для гражданских, 30 м и более – для промышленных зданий и сооружений или с консолью 9 м и более. Указанные в п. 8.7 рекомендации можно отнести ко всем конструкциям, проектируемым на прогрессирующее обрушение.

В приложении «Е» СП 385.1325800.2018 по прогрессирующему обрушению приводятся критерии несущей способности стальных конструкций для особого предельного состояния, по относительным предельным деформациям, которые можно принимать при соответствующем обосновании, при этом не указывается, какие обоснования должны быть приняты. Целесообразно ограничить этот пункт требованиями к расчету только растянутых элементов. Кроме этого, в указанном документе задан предельный прогиб для изгибаемых элементов, который ранее не нормировался.

Таким образом, представленные в СП 385.1325800.2018 требования не проясняют ситуацию с расчетами на особые воздействия, а только вносят определенные разночтения, ограничивают возможность реализации уникальных инженерных решений. Документ не учитывает требования базовых нормативных документов, в частности, ГОСТ на надежность строительных конструкций, не учитывает разъяснения Министерства строительства РФ по вопросам, связанным с сопротивлением прогрессирующему обрушению промышленных зданий.

Представленный в СП 385.1325800.2018 подход с последовательным исключением несущих элементов при расчете конструкций (по аналогии с альтернативным методом UFC) имеет определенные недостатки, которые отмечают как отечественные, так и зарубежные ученые: исключение одного элемента, в частности, несущей колонны, в расчетах на прогрессирующее обрушение не решает вопрос защищенности объекта в целом от взрывов, пожаров и других особых воздействий, поскольку в реальной конструкции, в неблагоприятной ситуации могут пострадать несколько несущих элементов вместо одного определенного в расчетной ситуации.

Рассмотренные в статье нормативные документы в области расчетов на прогресси-

рующее обрушение имеют ряд разночтений и замечаний, требующих устранения. Новый СП 385.1325800.2018 имеет ряд положительных нововведений, в частности, более детальные подходы к конструктивным требованиям при проектировании железобетонных, панельных зданий, при этом не учитывает специфику работы стальных конструкций, нечетко вписан в имеющуюся структуру нормативных документов, не в полной мере учитывает требования СП 296.1325800.2017 и ГОСТ 27751-2014, а в отдельных случаях им противоречит. Введение нового СП не только не разрешает имеющиеся недочеты и противоречия в нормативной базе в части учета прогрессирующего обрушения, но еще больше запутывает ситуацию.

При дальнейшем развитии нормативных документов целесообразно учесть имеющиеся зарубежные подходы, предложить взаимосвязанную систему нормативных требований по проектированию с учетом сопротивления прогрессирующему обрушению.

Перспективным направлением развития норм следующего десятилетия, как отмечают авторы [14, 15], будет оценка рисков и защищенности объектов повышенного уровня ответственности от тяжелых аварий и катастроф. Это неразрывно связано с развитием вероятностных подходов к расчетам несущих конструкций.

Как показывает анализ мирового и отечественного опыта проектирования строительных объектов нормального и повышенного уровня ответственности, в практике проектирования имеется целый ряд расчетных подходов, конструктивных методов и превентивных мер, позволяющих обеспечивать повышенное сопротивление конструкций прогрессирующему обрушению. Проектирование технически сложных, уникальных объектов, в том числе с нетривиальными архитектурными решениями, часто требует гибких подходов и комплексных мер по обеспечению их надежности. Ограничения в действующих нормативных документах приводят к невозможности реализации таких проектов.

Выводы

1. В настоящее время механическая безопасность зданий и сооружений в соответствии со ст. 6 ФЗ-384 обеспечивается стандартами и сводами правил, входящими в утвержденный правительством перечень. При этом следует заметить, что излишняя детализация требований ФЗ-384, в частности, ст. 16, усложняет, а в ряде случаев приводит к невозможности применения действующих нормативных документов при проектировании.

2. Вступающий в силу СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего разрушения» находится в определенном противоречии с действующими нормативными документами, в первую очередь ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения», в частности, необоснованно расширяет круг зданий, подлежащих расчету на прогрессирующее обрушение, до уровня ответственности КС-2, а также предлагает излишне общие конструктивные требования, не учитывающие особенностей работы металлических конструкций.

3. В развитие ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения» был разработан СП 296.1325800.2017 «Здания и сооруже-

ния. Особые воздействия», где определены особые воздействия и нагрузки и подходы по проектированию зданий и сооружений с учетом сопротивления прогрессирующему обрушению, в том числе без исключения основных несущих конструкций при расчетах. В случае применения СП 385.1325800.2018 параллельно с СП 296.1325800.2017 в нем следует развивать не только альтернативный метод расчета на прогрессирующее обрушение, но также превентивные методы, связанные с обеспечением повышенной несущей способности конструкций, методы учета, предотвращения воздействий и т.д., с учетом мирового опыта в этой области.

4. Предъявляемые в настоящее время в ряде нормативных документов требования по учету прогрессирующего обрушения в значительной мере затрудняют модернизацию отечественных производств, а иногда делают ее невозможной, что, например, имеет место в СП 56.13330.2011 «Производственные здания. Актуализированная редакция СНиП 31-03-2001». Из указанного документа, как и из других узконаправленных сводов правил, следует исключить специальные требования по учету прогрессирующего разрушения, при необходимости, ограничиться ссылками на действующие нормативные документы.

Библиографический список

1. *Burnett E.F.P* The avoidance of progressive collapse: Regulatory approaches to the problem / National Bureau of Standards, Gaithersburg, MD 20899, 1975.
2. MSO, Ministry of Housing and Local Government. Building Regulations, Statutory Instrument 1976, No. 1676” Her Majesty’s Stationary Office, London, 1976.
3. NYC, Chapter 18, Resistance to Progressive Collapse Under Extreme Local Loads, Appendix A – Rules of the City of New York, Building Code of the New York City, Gould Publications, Binghamton, NY 13901, 2001.
4. Рекомендации по защите жилых каркасных зданий при чрезвычайных ситуациях. – М.: НИИЦ, 2002.
5. Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения. – М.: НИИЦ, 2005.
6. Рекомендации по защите высотных зданий от прогрессирующего обрушения: – М.: НИИЦ, 2006.
7. СТО-36554501-024-2010. Обеспечение безопасности большепролетных сооружений от лавинообразного (прогрессирующего) обрушения при аварийных воздействиях: – М.: АО «НИЦ Строительство», 2010.
8. *Krishnamurthy N.* Forensic Engineering in Structural Design and Construction / Proseeding of the Third International Congress (SEWC 2007). India. Bangalore, 2007.
9. *Paüzer В.Д.* Теория надежности в строительном проектировании. – М.: АСВ, 1998.
10. UFC 4-023-03 14 July 2009 Change 3, 1 November 2016. Design of buildings to resist progressive collapse.
11. GSA Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse

Resistance. October 24, 2013. Revision 1, January 28, 2016.

12. BS EN 1991-1-7:2006. Eurocode 1. Actions on structures. Part 1-7: «General actions. Accidental actions»

13. *Грачев В.Ю., Вершинина Т.А., Пузаткин А.А.* Непропорциональное разрушение. Сравнение методов расчета. – Екатеринбург: Издательство «Ажур», 2010.

14. *Фортвов В.Е., Махутов Н.А., Москвичев В.В., Фомин В.М.* Машиностроение России: техника Сибири, Севера и Арктики: Монография.– Красноярск: Сиб.федер. ун-т, 2018.

15. *Ведяков И.И., Райзер В.Д.* Надежность строительных конструкций. Теория и расчет. – М.: АСВ, 2018.

Авторы:

Иван Иванович ВЕДЯКОВ, д-р техн. наук, проф., директор ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Ivan VEDYAKOV, D. Sci. (Engineering), Full Professor, Director of TSNIISK named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: vedyakov@gmail.com

тел.: +7 (499) 171-26-50

Павел Георгиевич ЕРЕМЕЕВ, д-р техн. наук, проф., главный научный сотрудник лаборатории металлических конструкций ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Pavel YEREMEYEV, D. Sci. (Engineering), Full Professor, Chief Researcher of Steel structures Laboratory, TSNIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: eremeevpg@rambler.ru

тел.: +7 (499) 174-73-25

Павел Дмитриевич ОДЕССКИЙ, д-р техн. наук, проф., зав. сектором лаборатории металлических конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Pavel ODESSKIY, D. Sci. (Engineering), Full Professor, Head of Sector of Steel structures Laboratory, TSNIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: odesskiy@tsniisk.ru

тел.: +7 (499) 174-77-77

Николай Александрович ПОПОВ, канд. техн. наук, зав. лабораторией надежности сооружений ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Nikolay POPOV, Ph.D. (Engineering), Head of Laboratory of Facilities Reliability, TSNIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: popov.nik.a@gmail.com

тел.: +7 (499) 174-77-35

Дмитрий Валерьевич СОЛОВЬЕВ, канд. техн. наук, зав. сектором лаборатории металлических конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Dmitriy SOLOVYEV, Ph.D. (Engineering), Head of Sector of Steel structures Laboratory, TSNIISK named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: DVSolov@yandex.ru

тел.: +7 (499) 171-22-97

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОМБИНИРОВАННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЙ

THE METAL HYBRID STRUCTURES OF ROOFS

П. Г. ЕРЕМЕЕВ, д-р техн. наук, проф.

Представлены разнообразны́е типы комбинированных металлических конструкций покрытий. Первым автором таких конструкций был русский инженер В.Г. Шухов. Комбинированные системы покрытий включают структурно объединённые растянутые элементы и элементы, работающие на сжатие и изгиб. В них гибкие ванты и жесткие элементы работают совместно. Существует множество видов комбинированных систем. Арочно-вантовые системы состоят из жесткого криволинейного верхнего пояса и растянутого нижнего пояса. Они объединены гибкими элементами в виде затяжек, подвесок или сжатых распорок. Комбинированные шпренгельные системы включают верхний и нижний пояса, объединенные двумя парами V-образных стоек. Подвесные комбинированные системы включают жесткую пролетную конструкцию, подвешенную к вантам, закрепленным на стойках или пилонах. Новым прогрессивным направлением развития комбинированных конструкций являются тенсегрити-системы. Система тенсегрити — это совокупность элементов, работающих только на растяжение или сжатие. Общая концепция и теория таких систем были предложены и развиты Б. Фуллером. Устойчивость и жесткость системы обеспечивается преднапряжением и самоуравновешиванием элементов при

Various types of the roofs hybrid metal structures are presented. The Russian engineer V.G. Shukhov was a first author of such designs. The roofs hybrid metal structures include structurally integrated tension elements and elements working for compression and bend. Flexible guys and rigid elements work in common. There is a lot types of the hybrid systems. Arch-guy systems contain a rigid curvilinear top chord and the tension lower chord. They are united by flexible elements such as guys, suspension brackets or compressed struts. The combined truss bar systems include the top and lower chords united by two couple V-figurative racks. The suspended combined systems include the rigid girder structure suspended to the external guys fixed on columns or pillars. The new progressive direction of development the hybrid structures are tensegrity-systems. The general concept and the theory of this system were offered and developed by B. Fuller. The tensegrity-system is a set of the elements working only for tension or compression. Stability and rigidity of system is provided with prestressing and a self-balancing of elements, at optimum redistribution between them external loadings. The description of a structure, optimal solutions, and examples of the constructed building are given.

оптимальном перераспределении между ними внешних нагрузок. Даны описание конструкции, оптимальные решения, примеры построенных сооружений.

Ключевые слова:

Ванты, комбинированные металлические конструкции, покрытия, тенсегрители-системы

Keywords:

Cable, hybrid metal structures, roofs, tensegrity systems

Арочные фермы с тягами, предложенные В. Г. Шуховым, являются первыми комбинированными конструкциями покрытий с односторонними выключающимися связями. В. Г. Шухов дал глубокий анализ их работы на различные виды нагружений, доказал, что такая комбинированная конструкция наиболее экономична как по металлоемкости, так и по трудоемкости изготовления.

Комбинированные системы покрытий включают структурно объединённые растянутые элементы и элементы, работающие на сжатие и изгиб. В них гибкие ванты и жесткие элементы работают совместно. Это приводит к взаимному их облегчению, удастся существенно уменьшить расчетную длину сжато-изогнутых элементов введением небольшого числа дополнительных стержней, улучшить их работу на неравномерные и сосредоточенные нагрузки, рационально использовать растянутые предварительно напряжённые элементы из высокопрочного металла, существенно уменьшить стрелу подъёма конструкции. Известно множество видов комбинированных систем, отличающихся статической схемой, пролётом, расположением и числом дополнительных стержневых элементов, применяемыми материалами, методами изготовления и монтажа [8].

Область применения таких систем - покрытия пролетом до 300 м. По конструктивным особенностям комбинированные системы разделяются на несколько основных групп: арочно-вантовые, шпренгельные, подвесные и консольные, а также тенсегрители-системы.

Достоинства комбинированных конструкций – минимальный расход материалов и значительная жесткость конструкций. К недостаткам следует отнести сравнительную многодельность изготовления и сложность регулирования усилий предварительного напряжения. Основные проблемы их проектирования: совершенствование конструктивных решений с учетом оптимального использования прочностных свойств материала, индустриальности изготовления и технологичности монтажа; оптимизация работы конструкции при варьировании геометрических, жесткостных и нагрузочных параметров с учетом порядка монтажа, предварительного напряжения и т. п.; обеспечение статической и динамической устойчивости системы в целом и ее элементов.

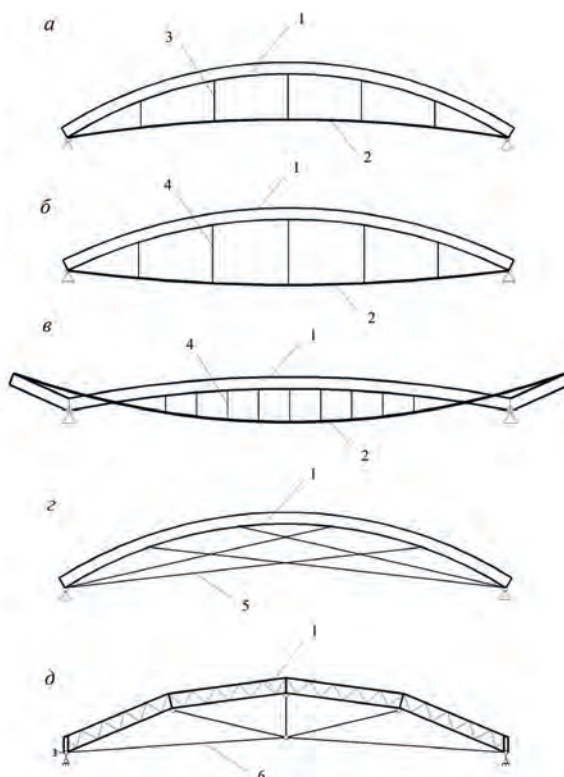


Рис. 1. Варианты арочно-вантовых комбинированных систем:

1 — жесткий криволинейный верхний пояс; 2 — растянутый нижний пояс; 3 — подвески; 4 — распорки; 5 — лучевые затяжки; 6 — веерные затяжки

Арочно-вантовые комбинированные системы состоят из жесткого криволинейного верхнего пояса, растянутого нижнего пояса, объединенных между собой для совместной работы гибкими элементами в виде затяжек, подвесок или сжатых распорок (рис. 1). Внешние нагрузки в такой системе распределяются между сжатым верхним поясом - аркой и нижней растянутой затяжкой, вызывая в них, примерно равные усилия. Варьируя схему расположения затяжек, их количество, способы соединения с аркой можно добиться снижения её деформативности или увеличения полезной высоты помещения.

Арки устанавливают с шагом $L/5 \dots L/10$, с уменьшением шага при увеличении пролета покрытия. Высота подъема арки зависит от пролета, соотношения величин постоянной и временной нагрузок и назначается в интервале $L/5 \dots L/10$. Криволинейный верхний пояс (арку) выполняют сплошного (прокатные или сварные элементы) или сквозного сечения, постоянной или переменной высоты, равной соответственно $L/50 \dots L/80$ и $L/30 \dots L/60$ в зависимости от пролета (L) и от соотношения величин постоянной и временной нагрузок. Нижний пояс (затяжки, в том числе лучевые и веерные) в большинстве случаев выполняют из предварительно напряженных стальных канатов. В двухконсольной арочно-вантовой системе (см. рис. 1, в) нижний пояс пересекается с

верхним, в результате чего уменьшается строительная высота покрытия. В средней части такой конструкции стойки сжаты, а по краям – растянуты. Лучевые и веерные предварительно напряженные затяжки (см. рис. 1 з, д) обеспечивают общую устойчивость арки в ее плоскости, уменьшают свободную длину ее отдельных участков, повышают жесткость арки при неравномерной нагрузке, уменьшают в ней величины изгибающих моментов.

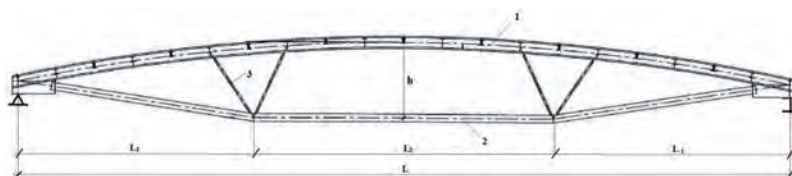


Рис. 2. Комбинированная шпренгельная система: 1 – жесткий криволинейный верхний пояс; 2 – растянутый нижний пояс; 3 – V-образные стойки

Комбинированные шпренгельные системы (рис. 2) включают верхний и нижний пояса, объединенные между собой двумя парами V – образных стоек (предложено Н.В. Канчелли). Расстояние между поясами в середине пролета $L/8...L/10$. Верхний пояс ломаного очертания рационально проектировать из сварного двутавра, нижний пояс – из двух вертикальных полос, V-образные стойки – из труб. Соотношение пролетов $L2/L1$ целесообразно принимать в интервале $1.0...1.25$, из условия минимизации величин вертикальных изгибающих моментов в верхнем поясе.

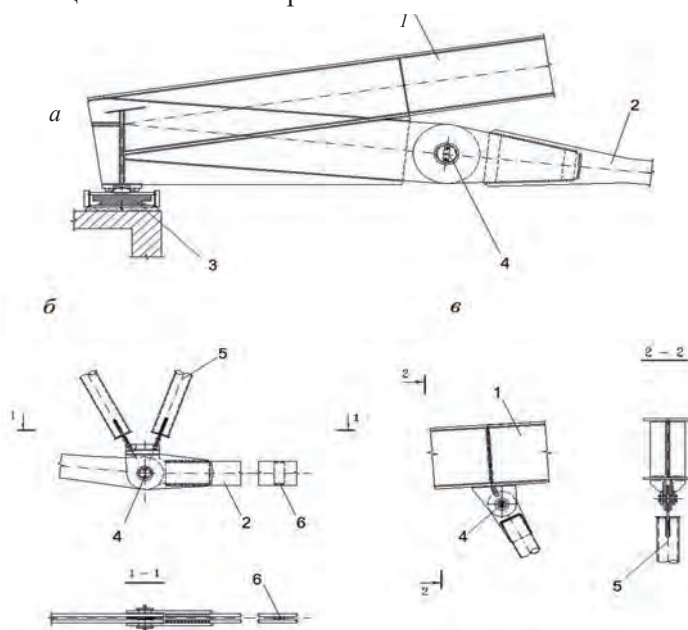


Рис. 3. Конструктивные узлы: а – опорный узел шарнирного объединения нижнего и верхнего поясов; б – узел объединения нижнего пояса со стойками; в – узел объединения верхнего пояса со стойками; 1 – верхний пояс; 2 – нижний пояс; 3 – цилиндрический шарнир; 4 – опорная часть; 5 – V-образная стойка, 6 – прокладка

Узлы сопряжения нижнего пояса с верхним поясом и V-образными стойками могут выполняться шарнирными (рис. 3). Для упрощения изготовления конструкций возможно применение жестких узлов. При этом максимальные напряжения в элементах системы увеличиваются до 20%. Для исключения передачи распорных усилий на нижележащие конструкции одну из опор шпренгельной системы необходимо выполнять шарнирно неподвижной, а другую - шарнирно подвижной.

Устойчивость сжато-изогнутого верхнего пояса в горизонтальной плоскости обеспечивают прогонами и связевым блоком в средней части покрытия. Нижний пояс по архитектурным и эксплуатационным требованиям в пролете может не иметь связей из плоскости, в случае стрелы его провиса более $L/30$ и отсутствии динамических воздействий на несущие конструкции покрытия [1].

Комбинированные арочно-вантовые системы характеризуются большими пролетами, содержат гибкие элементы, их монтаж предусматривает предварительное напряжение конструкции. Отмеченные особенности необходимо учитывать в расчетах, максимально приближая расчетную схему к действительной работе конструкции. Конструкция обычно имеет минимальное расстояние между поясами, минимальные габариты сечений, вследствие использования высокопрочных сталей. Всё это определяет необходимость расчета системы с учетом геометрической нелинейности.

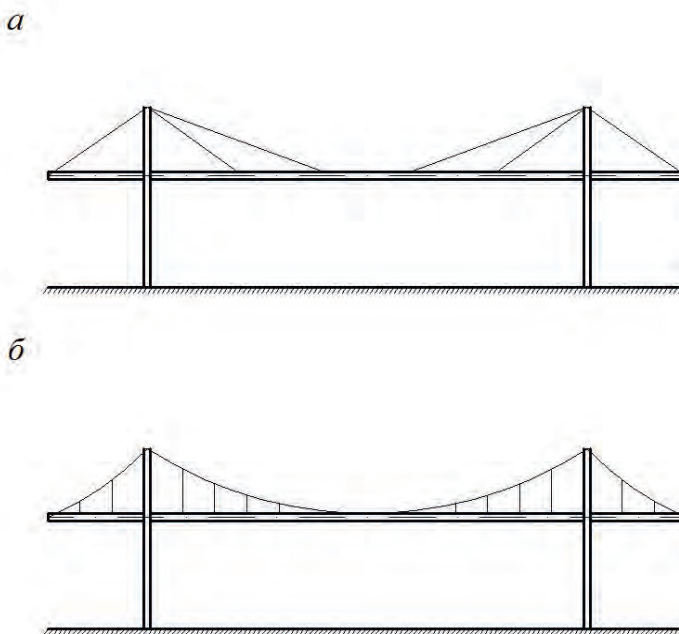


Рис. 4. Подвесные комбинированные системы: а – вантовые; б – висячие

Подвесные комбинированные системы включают жесткую пролетную конструкцию, подвешенную к внешним вантам, закрепленным на стойках или пилонах выше уровня крыши. Наиболее простые схемы приведены на рис. 4 а, б.

Существуют более сложные схемы (рис. 5 а, б). Возможны покрытия, включающие

двухконсольную жесткую пролетную конструкцию, подвешенную к вантам (рис. 6, *a*) или одноконсольные системы с вантами закрепленным на пилонах, а с них на анкерные устройства (рис. 6, *б*). В таких системах распор воспринимается балкой (фермой) жесткости, а подвески являются для них упругими опорами. Жесткие элементы стабилизируют конструкцию покрытия и распределяют неравномерные нагрузки на несколько несущих вант, которые остаются в растянутыми, даже при ветровом отсосе, за счет веса крыши.

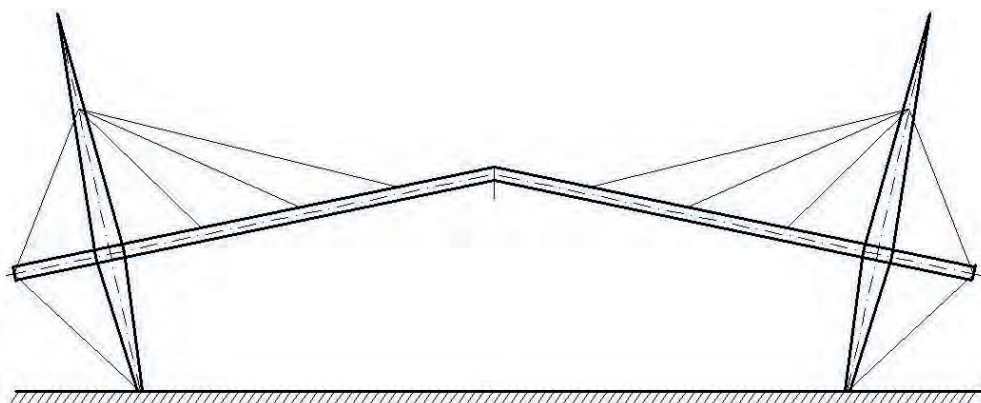
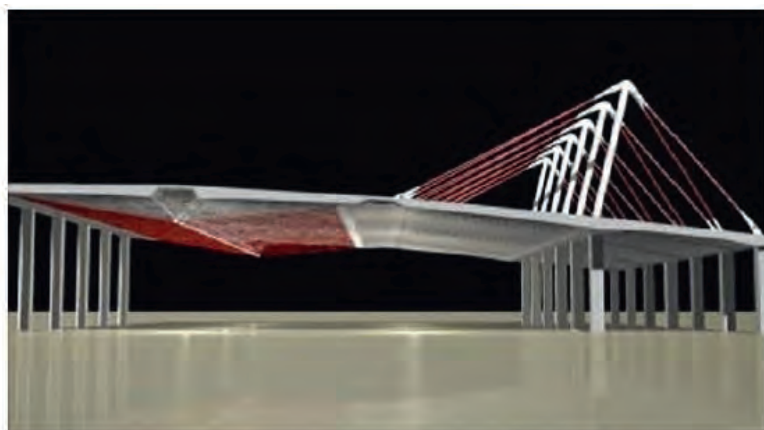
*a**б*

Рис. 5. Конструктивные варианты подвесной комбинированной системы

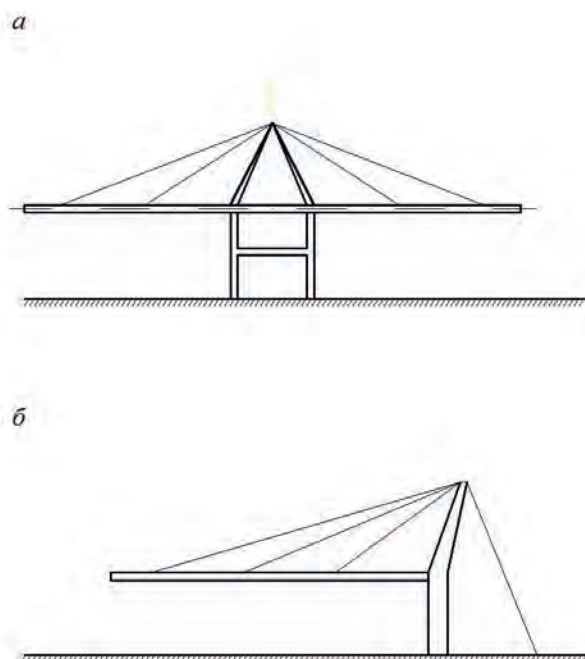


Рис. 6. Консольные подвесные комбинированные системы: а – двухконсольные системы; б – одноконсольные системы

Новым прогрессивным направлением развития комбинированных конструкций являются *тенсегрители-системы* (Tensegrity Systems). Общая концепция и теория этой системы были предложены и развиты Б. Фуллером (B.Fuller), определившим это понятие как «маленькие острова сжатия в море растяжения». Система «Tensegrity» («tension» – растянутый, «integrity» - непрерывность), характеризуется как совокупность взаимосвязанных элементов, работающих только на растяжение или сжатие, устойчивость и жесткость которой обеспечивается преднапряжением и самоуравновешиванием этих элементов, при оптимальном перераспределении между ними внешних нагрузок. Сжатые элементы системы прерывные (короткие), а растянутые – непрерывны [2, 3, 7, 9].

Возможны два способа образования системы: длина растянутых элементов сохраняется постоянной, а длина сжатых стержней изменяется посредством телескопических устройств; или длина стоек сохраняется постоянной, а изменяется длина растянутых элементов, посредством их предварительного напряжения. Изменяя длину распорок, можно также обеспечить соответствующую форму покрытия.

Пространственные стержневые системы «Tensegrity» могут применяться для перекрытия зданий пролетом от 50 м и более с различной формой плана. Пространственная конструкция в отличие от обычных куполов, имеет относительно пологую поверхность покрытия.

Наиболее простая конструктивная форма «Tensegrity» купола [10] - купол Гейгера (Geiger) (рис. 7 а, б). Система включает небольшое число элементов: растянутые тросы (радиальные хребтовые, диагональные и кольцевые) и сжатые элементы (стойки-рас-

порки и наружный контур). На этом же рисунке приведены наиболее рациональные геометрические параметры купола, принимаемые в первом приближении. Раздвижкой вертикальных распорок все тросы преднапрягаются и структура приобретает проектную форму. Главный недостаток такого купола – низкое сопротивление горизонтальным нагрузкам.

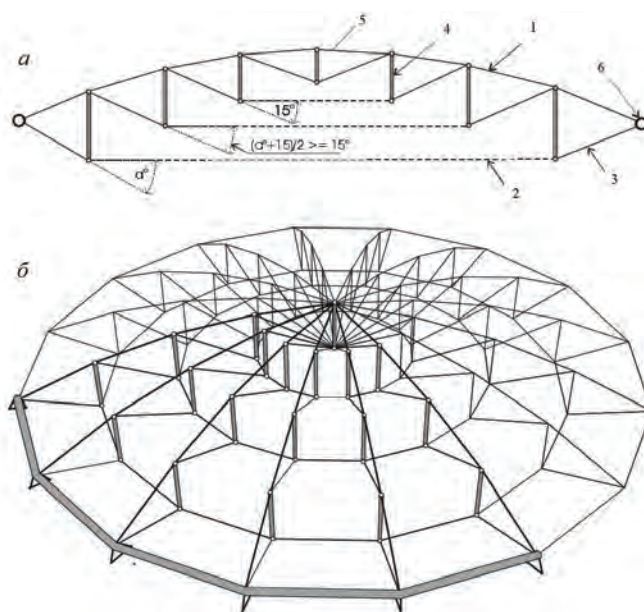


Рис. 7. «Tensegrity» купол Гейгера (Geiger): а — поперечное сечение; б — общий вид; 1 – верхний радиальный пояс; 2 – кольцевой элемент; 3 – диагональный радиальный элемент; 4 – стойка; 5 – центральная ферма; 6 – наружный опорный контур

Более усложненная конструктивная форма «Tensegrity» [10] - купол Фуллера (Fuller) (рис. 8 а, б). Система включает те же элементы, что и в первом случае, но в большем количестве, образуя в плане пространственную звездчатую схему, которая лучше работает на неравномерные и горизонтальные нагрузки.

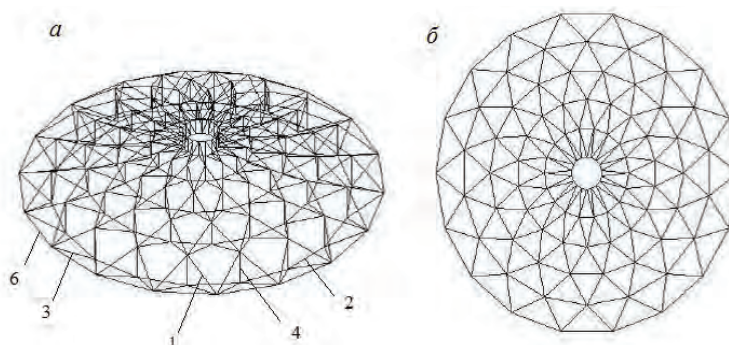


Рис. 8. «Tensegrity» купол Фуллера (Fuller): а — общий вид; б – план; 1 – верхний радиальный пояс; 2 – кольцевой элемент; 3 – диагональный радиальный элемент; 4 – стойка; 5 – центральная ферма; 6 – наружный опорный контур

Оптимальные конструктивные решения куполов определяются зависимостями между рядом параметров: круговым очертанием плана; числом кольцевых участков от 3 до 6; числом секторов, на которые делится поверхность покрытия, от 8 до 16; уклоном диагональных тросов; отношением стрелы подъема (от уровня опорного контура) к пролету (диаметру) покрытия ($1/8 \dots 1/10$); требуемой величиной предварительного напряжения. Косвенным критерием рациональности решения является минимизация перемещений под нагрузкой, в первую очередь вертикальных.

Одними из первых купольных покрытий системы -“Tensegrity”- были спортивные арены диаметром 90.0 и 120.0 м, построенные к XXII Олимпийским Играм в г. Сеуле в 1986 г [4]. Такое же покрытие диаметром 210.0 м построено в 1989 г. во Флориде (США).

Наиболее интересное сооружением такого типа - Georgia Dome (построен к XXI Олимпийским Играм в г. Атланта в 1992 г, снесен в 2017 г) на 80.0 тыс. зрителей [5, 6]. Купол на овальном плане размерами 233.5x186 м очерчен двумя радиусами (рис. 9 а, б). Наружный контур оперт через скользящие в радиальном направлении шарнирные узлы на 52 колонны. Вдоль сжатого контура с интервалом 25 м в 26 точках расположены места крепления вантового купола. Поверхность купола состоит из разбитой на треугольники сети тросов, с узлами, равномерно распределенными вдоль меридианов, расположенных на расстоянии 20, 46 и 75 м от точек крепления на контуре. Нижний пояс системы прерывист и заменен рядом кольцевых элементов. Эти растянутые кольца связаны с верхним тросом, сжатыми стойками и диагональными тросами. Центральная вантовая ферма объединяет радиально-кольцевую вантовую систему. Верхний пояс купола ломаный (рис. 9, в), что необходимо для образования поверхности гиперболического параболоида ограждающей кровельной конструкции панели из ткани.

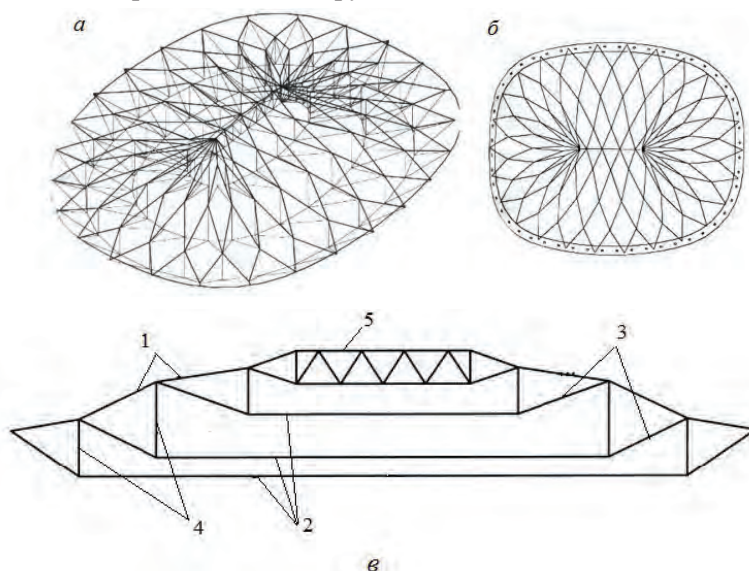


Рис. 9. Конструктивные схемы купола «Tensegrity» (Джорджия): а - общий вид; б - план; в - разрез; 1 - верхний радиальный пояс; 2 - кольцевой элемент; 3 - диагональный радиальный элемент; 4 - стойка; 5 - центральная ферма; 6 - наружный опорный контур

Результаты анализа работы системы показали, что усилия в верхних радиальных тросах заметно уменьшаются к центру купола, а в нижних кольцевых тросах остаются относительно постоянными. Максимальные изгибающие моменты в опорном контуре оказались в угловых зонах. Очевидно, что при круговой форме плана покрытия эти моменты приближались бы к нулю. Проведены испытания твердой модели в аэродинамической трубе при условиях, моделирующих атмосферные условия для площадки строительства. Испытания показали невозможность резонанса для диапазона собственных частот структуры. Первые собственные частоты составили 0,441, 0,682, 0,716 и 0,725 Гц при учете постоянной нагрузки и предварительного напряжения.

Выводы

1. Представлены разнообразные типы комбинированных металлических конструкций покрытий. Первым автором таких конструкций был русский инженер В.Г. Шухов.
2. Достоинства комбинированных конструкций – минимальный расход материалов и их значительная жесткость. К недостаткам относятся сравнительная многодельность изготовления и сложность регулирования усилий предварительного напряжения.
3. Основные проблемы проектирования комбинированных конструкций: совершенствование конструктивных решений; оптимизация работы системы при варьировании геометрических, жесткостных и нагрузочных параметров; обеспечение статической и динамической устойчивости системы в целом и ее элементов.
4. Показаны конструктивные особенности и определены оптимальные конструктивные решения новых систем тенсегрити (tensegrity systems)

Библиографический список

1. *Еремеев П.Г., Киселев Д.Б.* Современные арочно-вантовые комбинированные конструкции // Монтажные и специальные работы в строительстве. – 2005 -№9, - С. 11-16.
2. *Хайдуков Г.К., Еремеев П.Г., Карасёв С.И.* Пространственная вантово-стержневая система “Tensegrity”. - М., ВНИИТПИ, 2000.
3. *Burkhardt R. W.A.* Practical Guide to Tensegrity Design. Cambridge, USA.
4. *Geiger D.H., Stefaniuk A., Chen D.* The design and construction of two cable domes for the Korean Olympics. Proceedings of the IASS Symposium. Osaka, Japan. 1986. - P. 265-272.
5. *Levy M.* Hypar-tensegrity dome. In: Proceedings of international symposium on sports architecture. - Beijing; - 1989. - P. 157–162.
6. *Levy M.* Floating fabric over Georgia dome. //Civil Engineering ASCE - 61 (11), 1991. - P. 34-37.
7. *Motro R.* Tensegrity. Structural systems for the future. Kogan Page Science. 2003.
8. *Saitoh M.* Resent Developments of Hybrid Tension Structures. Proseeding of the IASS Symposium. Copenhagen. Denmark. 1991. -P. 177-186.
9. *Skelton R., Oliveira M.* Tensegrity systems. Berlin, Springer. 2009.
10. *Van Telgen M.V.* Parametric design and calculation of circular and elliptical tensegrity domes. / Eindhoven University of Technology Department of Architecture, Building and Planning. 2012.

Автор

Павел Георгиевич ЕРЕМЕЕВ, д-р техн. наук, проф., главный научный сотрудник лаборатории металлических конструкций ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Pavel YEREMEYEV, D. Sci. (Engineering), Full Professor, Chief Researcher of Steel structures laboratory, TSNIISK named after V.A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: eremeevpg@rambler.ru

тел.: +7 (499) 174-73-25

ОЦЕНКА ПАРАМЕТРОВ НАДЕЖНОСТИ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ СТРОИТЕЛЬ- НЫХ КОНСТРУКЦИЙ

ASSESSMENT OF RELIABILITY PARAMETERS IN CONSTRUCTION STRUCTURES DESIGNING

В. М. БОБРЯШОВ, д-р техн. наук

В. В. БОБРЯШОВ

Предлагается оценка параметров надежности при проектировании строительных конструкций, позволяющая получить значения индексов надежности, коэффициентов запаса, значений безотказности, коэффициентов изменчивости при распределении нагрузок и несущей способности по логарифмически нормальному закону.

The assessment of reliability parameters for design of construction structures, allowing to obtain the values of indexes of reliability, safety factors, value of reliability, the coefficients of variation in the distribution of loads and bearing capacity for log-normal law is given.

Ключевые слова:

Вероятностные схемы, изменчивость, коэффициент запаса, надежность

Keywords:

Probabilistic schemes, reliability, safety factor, variability

Известно [1, 2, 3, 4, 5], что климатические нагрузки (снег, ветер и иное), а также переменные циклические нагрузки разворачиваются во времени и могут быть рассмотрены в виде случайных величин, и несущая способность (прочность) может быть представлена аналогичным образом. Например, на рис. 1 представлена реализация максимальной скорости ветра в одном из районов Камчатки, что при форс-мажорных обстоятельствах привело к отказу ограждающих конструкций (покрытий и стен из трехслойных ограждающих конструкций с эффективным утеплителем и тонколистовыми облицовками).

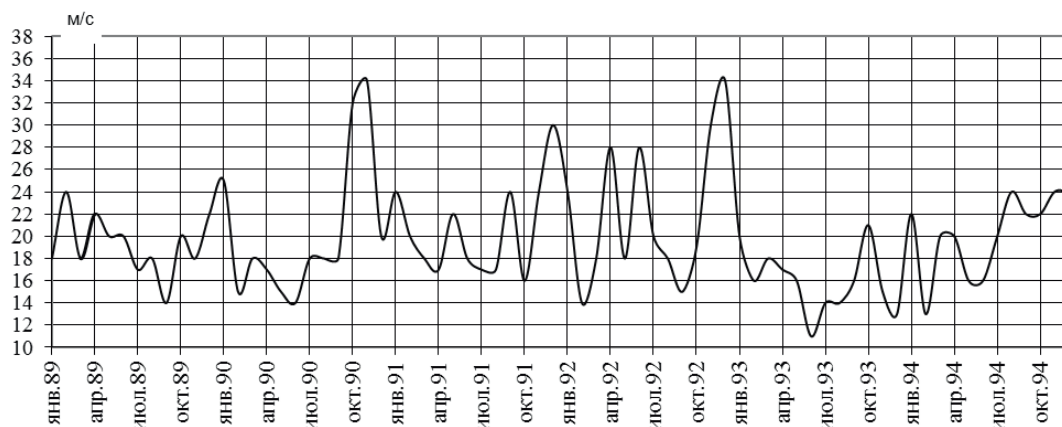


Рис. 1. Реализация максимальной скорости ветра (по уч. Дачный, п-ов Камчатка)

Возникает вопрос, каким образом научно характеризовать процесс воздействия ветра на сооружения?

Для этого предлагаются следующие процедуры:

- для процесса воздействия (табл. 1), в том числе, показанного на рис. 1, вычисляются корреляционные, нормированные корреляционные функции (табл. 2);

- их осредняют по диагонали и получают график (рис. 2), который свидетельствует о том, что случайный процесс воздействия является стационарным, так как он пересекает ось абсцисс со значением корреляционной функции $\rho'x(t) = -0,0546$;

- далее, при наличии таблиц и графиков, возникает вопрос о типе процесса (широкополосный, узкополосный, эргодический). Как показало научное обобщение различных процессов по их реализациям, они в своей основе близки к узкополосным процессам с коэффициентами нерегулярности $\chi = N_{\text{экс}}/N_0 > 0,96$.

Таблица 1

Максимальная скорость ветра, м/с (по уч. Дачный, п-ов Камчатка)

Номер реализации	Янв.	Фев.	Март	Апр.	Май	Июнь	Июль	Авг.	Сент.	Окт.	Ноя.	Дек.
1 (89 г.)	18	24	18	22	20	20	17	18	14	20	18	22
2 (90 г.)	25	15	18	17	15	14	18	18	18	32	34	20
3 (91 г.)	24	20	18	17	22	18	17	17	24	16	24	30
4 (92 г.)	24	14	18	28	18	28	20	18	15	19	30	34
5 (93 г.)	20	16	18	17	16	11	14	14	16	21	15	13
6 (94 г.)	22	13	20	20	16	16	20	24	22	22	24	24

Таблица 2

Значения нормированной корреляционной функции

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	1	-0,5621	-0,0301	-0,0197	-0,1312	0,1776	0,4692	0,1322	0,4734	0,3011	0,8687	0,4968
2		1	-0,4671	-0,1095	0,7377	0,0568	-0,4236	-0,3373	-0,1779	-0,3664	-0,4760	-0,0449
3			1	-0,0188	-0,3309	-0,1528	0,5078	0,8791	0,4671	0,0299	-0,0115	0,0110
4				1	0,1213	0,9152	0,5985	0,2096	-0,5045	-0,3081	0,2120	0,6367
5					1	0,4240	-0,0764	-0,1776	0,4734	-0,7596	-0,2470	0,5331
6						1	0,6297	0,1692	-0,2693	-0,4191	0,3404	0,8633
7							1	0,8018	0,1842	0,0867	0,6789	0,7125
8								1	0,3953	0,1163	0,3100	0,3156
9									1	-0,1517	0,1667	0,2418
10										1	0,5318	-0,4492
11											1	0,4958
12												1
$\rho^x(t)$	1	0,2000	0,0556	0,1506	0,2115	0,0603	0,1512	0,1459	0,1831	-0,0546	0,4119	0,4968

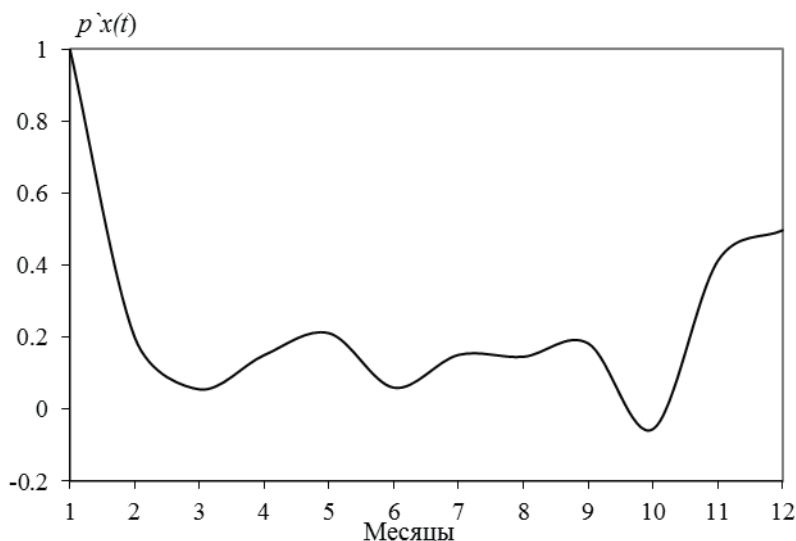


Рис. 2. Значения корреляционной функции

Важным является определение изменчивости C_s снеговых, ветровых воздействий в зависимости от районов строительства по [2, 6], осредненные данные по которым представлены в табл. 3.

Таблица 3

Средние значения изменчивости ветровых, снеговых нагрузок

Районы строительства	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
Ветровые	0,44	0,37	0,32	0,31	0,27	0,26	0,24	-
Снеговые	0,35	0,35	0,37	0,38	0,42	0,41	0,42	0,43

Необходимо отметить, что осреднение воздействий не позволит вести эффективную оценку параметров надежности, так как в пределах районов, например, по данным К.С. Лосицкой, изменчивость снеговых нагрузок для районов II, III, IV находится в пределах $C_s = (0,151...0,451)$ при среднем годовичном максимуме $0,73...2,27$ кПа. Такая же тенденция приведена в [6] для Москвы и Московской области.

Следовательно, при оценке надежности изменчивость нагрузок C_s и несущей способности C_R были развернуты в пределах, указанных выше.

Далее приводится априорная оценка параметров надежности при проектировании конструкций (табл. 4–9). Она позволяет на стадии проектирования определять значения функциональных параметров индексов надежности β , коэффициентов запаса ξ , требуемой вероятности безотказности P при изменчивости нагрузки ϑ_s и прочности ϑ_R , которые могут быть приняты по значениям, приведенным выше.

Таблица 4

Значения индексов надежности при изменчивости нагрузки $\vartheta_s = 0,1$

ξ	Изменчивость прочности ϑ_R							
	0,05	0,07	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35
1,05	0,4707	0,4213	0,3459	0,2376	0,1540	0,0883	0,0344	-0,0113
1,1	0,8877	0,8032	0,6756	0,4969	0,3638	0,2634	0,1845	0,1200
1,2	1,6676	1,5175	1,2924	0,9818	0,7562	0,5909	0,4651	0,3656
1,3	2,3850	2,1746	1,8598	1,4278	1,1172	0,8922	0,7233	0,5915
1,4	3,0493	2,783	2,3851	1,8408	1,4514	1,1712	0,9623	0,8007
1,5	3,6677	3,3494	2,8742	2,2253	1,7625	1,4309	1,1848	0,9955
1,6	4,2461	3,8792	3,3317	2,5849	2,0536	1,6738	1,3930	1,1776
1,7	4,7895	4,3769	3,7615	2,9228	2,3270	1,9020	1,5885	1,3487
1,8	5,3019	4,8461	4,1666	3,2413	2,5847	2,1172	1,7729	1,5101
1,9	5,7865	5,2900	4,5499	3,5426	2,8286	2,3207	1,9473	1,6627
2,0	6,2462	5,7110	4,9135	3,8284	3,0599	2,5138	2,1127	1,8075
2,1	6,6835	6,1116	5,2594	4,1003	3,2799	2,6974	2,2701	1,9452
2,2	7,1005	6,4935	5,5891	4,3596	3,4897	2,8726	2,4201	2,0765
2,3	7,4989	6,8584	5,9042	4,6073	3,6901	3,0399	2,5635	2,2020
2,4	7,8804	7,2078	6,2059	4,8445	3,8821	3,2001	2,7008	2,3221
2,5	8,2463	7,5429	6,4953	5,0719	4,0662	3,3537	2,8324	2,4374
2,6	8,5979	7,8649	6,7733	5,2905	4,2430	3,5014	2,9589	2,5481
2,7	8,9361	8,1747	7,0409	5,5008	4,4132	3,6434	3,0806	2,6546
2,8	9,2621	8,4733	7,2987	5,7035	4,5772	3,7803	3,1979	2,7572
2,9	9,5766	8,7613	7,5474	5,8990	4,7355	3,9124	3,3111	2,8563
3,0	9,8805	9,0396	7,7877	6,0880	4,8884	4,0400	3,4205	2,9520

Таблица 5

Значения индексов надежности при изменчивости нагрузки $\vartheta_s = 0,2$

ξ	Изменчивость прочности ϑ_R							
	0,05	0,07	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35
1,05	0,3288	0,3140	0,2860	0,2310	0,1742	0,1205	0,0715	0,0270
1,1	0,5565	0,5355	0,4958	0,4186	0,3403	0,2678	0,2028	0,1452
1,2	0,9825	0,9498	0,8882	0,7696	0,6510	0,5431	0,4486	0,3664
1,3	1,3744	1,3310	1,2492	1,0924	0,9368	0,7964	0,6746	0,5699
1,4	1,7373	1,6838	1,5834	1,3913	1,2014	1,0310	0,8839	0,7582
1,5	2,0751	2,0123	1,8945	1,6696	1,4477	1,2493	1,0787	0,9336
1,6	2,3910	2,3196	2,1856	1,9299	1,6781	1,4536	1,2610	1,0976
1,7	2,6878	2,6083	2,4590	2,1744	1,8946	1,6454	1,4322	1,2517
1,8	2,9677	2,8804	2,7167	2,4050	2,0987	1,8263	1,5936	1,3970

ξ	Изменчивость прочности ϑ_R							
	0,05	0,07	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35
1.9	3,2324	3,1379	2,9606	2,6230	2,2917	1,9974	1,7462	1,5345
2.0	3,4835	3,3821	3,1919	2,8299	2,4749	2,1598	1,8911	1,6648
2.1	3,7224	3,6144	3,4119	3,0267	2,6491	2,3142	2,0289	1,7888
2.2	3,9502	3,8359	3,6217	3,2143	2,8152	2,4614	2,1602	1,9071
2.3	4,1678	4,0476	3,8221	3,3936	2,9739	2,6021	2,2858	2,0201
2.4	4,3762	4,2502	4,0141	3,5653	3,1258	2,7367	2,4060	2,1283
2.5	4,5760	4,4446	4,1982	3,7299	3,2716	2,8659	2,5212	2,2320
2.6	4,7681	4,6313	4,3750	3,8881	3,4116	2,9901	2,6320	2,3317
2.7	4,9528	4,8110	4,5452	4,0403	3,5464	3,1095	2,7386	2,4276
2.8	5,1309	4,9842	4,7092	4,1870	3,6762	3,2246	2,8413	2,5201
2.9	5,3027	5,1513	4,8675	4,3286	3,8015	3,3356	2,9404	2,6093
3.0	5,4687	5,3127	5,0204	4,4653	3,9226	3,4429	3,0361	2,6955

Таблица 6

Значения индексов надежности при изменчивости нагрузки $\vartheta_s = 0,3$

ξ	Изменчивость прочности ϑ_R							
	0,05	0,07	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35
1,05	0,3044	0,2964	0,2803	0,2452	0,2041	0,1607	0,1175	0,0759
1,1	0,4606	0,4505	0,4303	0,3865	0,3355	0,2821	0,2296	0,1795
1,2	0,7528	0,7389	0,7110	0,6508	0,5812	0,5092	0,4392	0,3732
1,3	1,0216	1,0041	0,9691	0,8938	0,8072	0,7181	0,6320	0,5514
1,4	1,2704	1,2497	1,2082	1,1189	1,0165	0,9115	0,8105	0,7164
1,5	1,5021	1,4783	1,4307	1,3284	1,2113	1,0916	0,9767	0,8700
1,6	1,7189	1,6922	1,6388	1,5244	1,3936	1,2600	1,1321	1,0137
1,7	1,9224	1,8931	1,8344	1,7085	1,5648	1,4183	1,2781	1,1487
1,8	2,1144	2,0825	2,0187	1,8821	1,7262	1,5674	1,4158	1,2760
1,9	2,2959	2,2616	2,1931	2,0463	1,8789	1,7086	1,5461	1,3963
2,0	2,4682	2,4316	2,3586	2,2021	2,0237	1,8424	1,6696	1,5105
2,1	2,6320	2,5933	2,5159	2,3502	2,1615	1,9698	1,7871	1,6192
2,2	2,7883	2,7475	2,6660	2,4915	2,2929	2,0912	1,8992	1,7227
2,3	2,9375	2,8948	2,8093	2,6265	2,4184	2,2072	2,0063	1,8217
2,4	3,0805	3,0358	2,9466	2,7558	2,5386	2,3183	2,1088	1,9165
2,5	3,2176	3,1711	3,0783	2,8797	2,6538	2,4248	2,2071	2,0073
2,6	3,3493	3,3010	3,2048	2,9989	2,7646	2,5272	2,3016	2,0947
2,7	3,4760	3,4261	3,3265	3,1135	2,8712	2,6257	2,3925	2,1787
2,8	3,5981	3,5466	3,4438	3,2239	2,9739	2,7206	2,4801	2,2597
2,9	3,7160	3,6629	3,5570	3,3305	3,0730	2,8122	2,5646	2,3378
3,0	3,8298	3,7752	3,6663	3,4334	3,1687	2,9007	2,6463	2,4133

Таблица 7

Значения индексов надежности при изменчивости нагрузки $\vartheta_s = 0,4$

ξ	Изменчивость прочности ϑ_R							
	0,05	0,07	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35
1,05	0,3134	0,3079	0,2966	0,2708	0,2387	0,2027	0,1650	0,1269
1,1	0,4332	0,4267	0,4135	0,3834	0,3461	0,3045	0,2610	0,2175
1,2	0,6571	0,6489	0,6321	0,5940	0,5469	0,4948	0,4407	0,3868
1,3	0,8632	0,8534	0,8333	0,7878	0,7317	0,6698	0,6059	0,5426
1,4	1,0539	1,0426	1,0195	0,9672	0,9028	0,8319	0,7589	0,6869
1,5	1,2315	1,2188	1,1928	1,1342	1,0621	0,9828	0,9014	0,8211
1,6	1,3977	1,3837	1,3550	1,2904	1,2111	1,1240	1,0346	0,9468
1,7	1,5537	1,5385	1,5074	1,4371	1,3510	1,2566	1,1598	1,0648
1,8	1,7009	1,6845	1,651	1,5755	1,4830	1,3816	1,2778	1,1760
1,9	1,8400	1,8226	1,7868	1,7064	1,6078	1,4998	1,3894	1,2812
2,0	1,9721	1,9536	1,9157	1,8305	1,7262	1,6120	1,4953	1,3811

ξ	Изменчивость прочности ϑ_R							
	0,05	0,07	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35
2,1	2,0977	2,0782	2,0383	1,9486	1,8388	1,7187	1,5961	1,4760
2,2	2,2174	2,197	2,1552	2,0612	1,9462	1,8205	1,6921	1,5666
2,3	2,3318	2,3105	2,2669	2,1688	2,0488	1,9177	1,7839	1,6531
2,4	2,4414	2,4192	2,3739	2,2718	2,1471	2,0108	1,8718	1,7359
2,5	2,5465	2,5235	2,4765	2,3707	2,2413	2,1001	1,9560	1,8154
2,6	2,6474	2,6236	2,5750	2,4656	2,3319	2,1859	2,0370	1,8917
2,7	2,7446	2,7200	2,6698	2,5570	2,4190	2,2684	2,1149	1,9652
2,8	2,8382	2,8129	2,7612	2,6450	2,5030	2,3480	2,1900	2,0360
2,9	2,9285	2,9025	2,8494	2,7299	2,5840	2,4247	2,2625	2,1043
3,0	3,0158	2,9891	2,9346	2,8120	2,6622	2,4989	2,3325	2,1702

Таблица 8

Значения индексов надежности при изменчивости нагрузки $\vartheta_s = 0,5$

ξ	Изменчивость прочности ϑ_R							
	0,05	0,07	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35
1,05	0,3350	0,3307	0,3218	0,3013	0,2748	0,2441	0,2109	0,1763
1,1	0,4329	0,4281	0,4182	0,3952	0,3656	0,3315	0,2945	0,2562
1,2	0,6161	0,6103	0,5984	0,5708	0,5355	0,4948	0,4510	0,4057
1,3	0,7846	0,7780	0,7642	0,7324	0,6918	0,6451	0,5949	0,5432
1,4	0,9406	0,9331	0,9177	0,8820	0,8364	0,7842	0,7281	0,6706
1,5	1,0858	1,0776	1,0606	1,0213	0,9711	0,9137	0,8522	0,7891
1,6	1,2217	1,2128	1,1943	1,1516	1,0971	1,0348	0,9682	0,9000
1,7	1,3493	1,3397	1,3199	1,2739	1,2155	1,1487	1,0772	1,0042
1,8	1,4697	1,4594	1,4382	1,3893	1,3271	1,2560	1,1800	1,1024
1,9	1,5835	1,5726	1,5502	1,4985	1,4326	1,3575	1,2772	1,1953
2,0	1,6915	1,6801	1,6565	1,6020	1,5328	1,4537	1,3694	1,2834
2,1	1,7942	1,7822	1,7575	1,7005	1,6280	1,5453	1,4572	1,3673
2,2	1,8921	1,8797	1,8539	1,7944	1,7188	1,6327	1,5408	1,4472
2,3	1,9857	1,9727	1,9460	1,8841	1,8056	1,7161	1,6207	1,5236
2,4	2,0753	2,0619	2,0341	1,9701	1,8887	1,7960	1,6972	1,5967
2,5	2,1612	2,1474	2,1187	2,0525	1,9684	1,8726	1,7706	1,6669
2,6	2,2438	2,2295	2,1999	2,1316	2,0450	1,9463	1,8412	1,7343
2,7	2,3232	2,3085	2,2781	2,2078	2,1187	2,0171	1,9090	1,7991
2,8	2,3998	2,3847	2,3534	2,2812	2,1897	2,0854	1,9744	1,8616
2,9	2,4737	2,4582	2,4261	2,3521	2,2582	2,1513	2,0375	1,9219
3,0	2,5450	2,5292	2,4963	2,4205	2,3244	2,2149	2,0985	1,9801

Таблица 9

Значения индексов надежности при изменчивости нагрузки $\vartheta_s = 0$

ξ	Изменчивость прочности ϑ_R							
	0,35	0,3	0,25	0,2	0,15	0,1	0,07	0,05
1,05	-0,0264	0,0194	0,0750	0,1473	0,2525	0,4392	0,6629	0,9514
1,1	0,1104	0,1779	0,2640	0,3822	0,5644	0,9056	1,3283	1,8824
1,2	0,3664	0,4743	0,6174	0,8216	1,1477	1,7779	2,5728	3,6237
1,3	0,6018	0,7470	0,9425	1,2258	1,6843	2,5803	3,7177	5,2256
1,4	0,8198	0,9994	1,2434	1,6000	2,1811	3,3232	4,7777	6,7087
1,5	1,0228	1,2344	1,5236	1,9483	2,6436	4,0149	5,7645	8,0894
1,6	1,2126	1,4543	1,7858	2,2742	3,0763	4,6619	6,6876	9,3810
1,7	1,3910	1,6608	2,0320	2,5803	3,4827	5,2696	7,5547	10,5942
1,8	1,5591	1,8555	2,2641	2,8690	3,8659	5,8426	8,3723	11,7381
1,9	1,7182	2,0397	2,4837	3,1420	4,2284	6,3847	9,1456	12,8201
2,0	1,8691	2,2144	2,692	3,4010	4,5722	6,8989	9,8793	13,8466
2,1	2,0126	2,3806	2,8902	3,6473	4,8993	7,3880	10,5771	14,8230

ξ	Изменчивость прочности ϑ_R							
	0,35	0,3	0,25	0,2	0,15	0,1	0,07	0,05
2,2	2,1494	2,5391	3,0791	3,8822	5,2112	7,8544	11,2425	15,7540
2,3	2,2802	2,6905	3,2597	4,1067	5,5092	8,3000	11,8783	16,6436
2,4	2,4054	2,8355	3,4325	4,3216	5,7945	8,7266	12,4870	17,4953
2,5	2,5255	2,9745	3,5983	4,5277	6,0682	9,1359	13,0709	18,3123
2,6	2,6409	3,1081	3,7576	4,7258	6,3311	9,5291	13,6319	19,0972
2,7	2,7519	3,2367	3,9109	4,9163	6,5841	9,9074	14,1717	19,8525
2,8	2,8589	3,3606	4,0586	5,1000	6,8279	10,272	14,6919	20,5803
2,9	2,9621	3,4801	4,2011	5,2772	7,0632	10,6238	15,1938	21,2825
3,0	3,0618	3,5956	4,3388	5,4483	7,2904	10,9636	15,6787	21,9610

Оценки даны при вероятностных распределениях параметров нагрузки и несущей способности по логарифмически нормальным законам как существенно положительных величин.

Изложенное научное предложение может быть использовано и для решения обратной задачи, когда, например, принимают значения коэффициентов запаса x , индексы надежности b и далее получают значения изменчивости несущей способности.

Заключение

Предложена оценка параметров надежности при проектировании конструкций, позволяющая получить значения индексов надежности, коэффициентов запаса, значений безотказности, коэффициентов изменчивости при распределении нагрузок и несущей способности по логарифмически нормальному закону до утверждения рабочего проекта.

Библиографический список

1. *Ржаницин А.Р.* Теория расчета строительных конструкций на надежность. М.: Стройиздат, 1978.
2. *Райзер В.Д.* Методы теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций. М.: Стройиздат, 1986.
3. *Шпете Г.* Надежность несущих строительных конструкций. М.: Стройиздат, 1994.
4. *Капур К., Ламберсон Л.* Надежность и проектирование систем. М.: Мир, 1980.
5. *Бобряшов В.М., Бобряшов В.В., Буцуев Н.И.* Вероятностная оценка случайной нагруженности материалознергосберегающих ограждающих строительных конструкций // Вестник НИЦ «Строительство». Исследования по теории сооружений: Сб. статей. 2017. Вып.3(14). – С. 119-133.
6. *Назаров Ю.П., Лебедева И.В., Попов Н.А.* Региональное нормирование снеговых нагрузок в России // Строительная механика и расчет сооружений. 2006. №3. – С. 71-77.

Авторы:

Виктор Михайлович БОБРЯШОВ, д-р техн. наук, академик Российской Инженерной академии, главный научный сотрудник лаборатории легких конструкций и теплоизоляционных материалов ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Victor BOBRYASHOV, D. Sci. (Engineering), Academician of the Russian Engineering Academy, Senior scientist researcher of Laboratory of Lightweight Constructions and Heat Insulation, TSNIISK named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: bobryashoff@yandex.ru

тел.: +7 (499) 174-73-28

Виктор Викторович БОБРЯШОВ, ведущий научный сотрудник лаборатории легких конструкций и теплоизоляционных материалов ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Victor BOBRYASHOV, Leading researcher of the Laboratory of Lightweight Constructions and Heat Insulation Materials, TSNIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: bobryashoff@yandex.ru

тел.: +7 (499) 174-73-42

АНАЛИЗ ОПЫТА РЕСТАВРАЦИИ В РОССИИ ПО НАЦИОНАЛЬНЫМ И МЕЖДУНАРОДНЫМ СТАНДАРТАМ И ПРАВИЛАМ

ANALYSIS OF THE RESTORATION EXPERIENCE IN RUSSIA ACCORDING TO NATIONAL AND INTERNATIONAL STANDARDS AND RULES

Ю. А. ВАРФОЛОМЕЕВ, д-р техн. наук, проф.

А. А. ПОГОРЕЛЬЦЕВ, канд. техн. наук

А. В. ЗАГВОЗДИН

А. Н. ПОПОВ

А. Н. ПЬЯНОВ

Сохранение подлинности увеличивает ценность объектов культурного наследия (памятников) и национальное достояние России. В северных районах низкая плотность населения. Людей не хватает для обслуживания деревянных объектов, гниение и пожары наносят большой ущерб. Венецианской хартией предусмотрено приспособление зданий во благо общества при условии сохранения архитектурной целостности и декора. Отсутствие упоминания «о целостности конструкций» не должно допускать двойного толкования для радикальных действий в ущерб несущим конструкциям.

Выявлен ряд нарушений, обусловленных низкой юридической грамотностью населения и действиями должностных лиц без учёта ситуаций в муниципалитетах. Экспертная оценка по методу

Preservation of authenticity increases the value of cultural heritage sites (monuments) and the national heritage of Russia. In the northern areas of low population density. People are not enough to maintain wooden objects, rotting and fires cause great damage. The Venice Charter provides for the adaptation of buildings for the benefit of society, provided that the architectural integrity and decor are preserved. The absence of the mention of the 'integrity of structures' should not allow double interpretation for radical actions to the detriment of the supporting structures.

Identified a number of violations caused by low legal literacy of the population and the actions of officials without regard to situations in the municipalities. Expert assessment by the method of analyzing hierarchies showed the importance of erroneous management decisions: violation

анализа иерархий показала значимость ошибочных управленческих решений: нарушение периодичности детальных обследований и мониторинга состояния конструкций – 25%, использование работников с низкой квалификацией – 55%, применение дешёвых материалов и изделий с низким эксплуатационным ресурсом – 10%, усиление конструкций без расчётов, уменьшающее периоды между ремонтами и эксплуатационный ресурс объекта – 10%.

Ключевые слова

Деструкция, древесина, зодчество, культура, наследие, реставрация, стандарт

of the periodicity of detailed surveys and monitoring of the state of structures – 25%; the use of workers with low qualifications – 55%; the use of cheap materials and products with low maintenance resource – 10%; strengthening structures without calculations reduces the periods between repairs and the operational life of the object – 10%.

Key words

Architecture, culture, destruction, heritage, restoration, standard, wood

Идеологи Октябрьской революции 1917 года с помощью целенаправленной пропаганды агрессивно насаждали в нашей стране атеизм. Многие духовные объекты были лишены должного обслуживания, повреждены, а наиболее выдающиеся — показательно разрушены, например, Храм Христа Спасителя в центре Москвы. Священнослужителей Русской Православной Церкви (РПЦ) и других конфессий подвергали репрессиям. Реквизировали драгоценности, имущество духовных объектов, монастырских хозяйств. За 80-летний период массового атеизма, поддерживаемого системой новой государственной власти, сформировалось несколько поколений с атеистическим мировоззрением. Количество верующих многократно сократилось. В настоящее время РПЦ не имеет собственных средств для восстановления и содержания всех духовных объектов, среди которых множество объектов культурного наследия (ОКН). Обосновывая свою позицию отсутствием финансов, РПЦ отказывается принимать на свой баланс духовные объекты без реставрации.

На лесных территориях Севера РФ с низкой плотностью населения многие объекты выполнены из древесины. В районах тотальной вырубке лесов не стало работы. Развитие транспортной инфраструктуры, лесоводства, животноводства, рыбоводства и других направлений сельского хозяйства не предусматривалось. Малое предпринимательство не поддерживали, инвестиций не выделяли. Из-за отсутствия заработка сельское население вынуждено мигрировать в города, бросая дома и подсобные хозяйства. Вследствие сокращения населения не обеспечен должный уход за объектами недвижимости. От гниения и пожаров сильно страдают объекты деревянного зодчества [1, 2].

Последствия войн, индустриализации, перемещение сельского населения в города, хищническая разработка природных ресурсов без соблюдения экологических требований показали, что без солидарной международной ответственности культурные и природные ценности человечеству не сохранить. Архитекторы и технические специалисты по историческим памятникам от UNESCO, ICOMOS и организаций Ватикана, Италии, Франции, Австрии, Испании, Греции, Мексики, Перу и других стран подписали в 1964 г.

Венецианскую хартию по консервации и реставрации памятников и достопримечательных мест [3]. После ратификации в 1988 г. в СССР этот законодательный акт признан действующим и в РФ.

Цель настоящих исследований – определить причины утраты в РФ ценных ОКН и проанализировать правоприменительную практику реставрации и консервации на основе национальных и международных стандартов и правил.

Согласно ст.14 Венецианской хартии [3] комплексы ОКН должны быть объектом особой заботы, необходимой для сохранения их целостности и обеспечения благоустройства, приспособления и улучшения использования. Консервация ОКН предполагает прежде всего постоянство ухода за ними (ст. 4 [3]). Историческим ОКН является не только отдельное архитектурное произведение, но и городская или сельская среда, имеющие характерные признаки определенной цивилизации, знаменательного пути развития или исторического события (ст. 1 [3]). Не только выдающиеся ОКН, но и скромные сооружения с течением времени приобретают значительную культурную ценность. Благодаря сохранению подлинности возрастают ценность ОКН и национальное достояние страны.

Здания и сооружения неотделимы от истории, свидетелями которой они являлись, и от окружающей среды (ст. 7 [3]). При консервации необходимо сохранять без изменения ОКН и традиционное окружение (ст. 6 [3]). Разрушение, переделки, передислокация ОКН запрещены. Разрешение на передислокацию ОКН выдают в исключительных случаях, если это необходимо для их сохранения или обосновано высшими национальными или международными интересами. Материалы от разборки разрушившихся элементов не следует использовать на других объектах. Дополнения к ОКН могут быть допустимы только в том случае, если они оставляют нетронутыми все примечательные части объекта, его традиционное окружение, равновесие композиции и взаимосвязь с окружающей средой (ст. 13 [3]).

Реставрация является исключительной мерой, цель которой — укрепить подлинные древние части ОКН, сохранить и выявить его эстетическую и историческую ценность. Реставрация «основывается на уважении подлинности материалов и достоверности документов». Реставрация прекращается там, где начинается гипотеза (ст. 9 [3]). Если для укрепления ОКН традиционная техника непригодна, то возможно применение современных технологий при условии, что их эффективность подтверждена научными данными и гарантирована практическим опытом (ст. 10 [3]). Любая реконструкция запрещается. Возможно допустить лишь анастилос (ст. 15 [3]) — возвращение на прежние места сохранившихся, но разрозненных фрагментов. Известно, что изменения, передислокация ОКН иногда влекут фальсификацию событий, утрату документов, книг, объектов искусства, артефактов и раритетов, имеющих значительную ценность.

Эксплуатация ОКН обеспечивает их сохранность. Характерной особенностью Венецианской хартии является наличие ст. 5 [3] о том, что для использования ОКН на благо общества «можно разрешать и осуществлять работу приспособления, необходимость которой обусловлена изменением обычаев и нравов», но «при условии сохранения архитектурной целостности и декора здания». Следует отметить, что при творческом под-

ходе на верхнем и/или нижнем уровнях иерархии духовенства указанное положение открывает возможность вариативности благовидных действий для решения поставленных задач преобразований ОКН без нарушения требований запрещающих статей [3]. Однако использованная формулировка «сохранение архитектурной целостности и декора» без упоминания «целостности несущих конструкций» не должна послужить «законным основанием» (при двойном толковании) для радикальных действий в ущерб несущим конструкциям по принципу: «Не запрещено — значит можно».

Обо всех работах по консервации, реставрации и раскопкам ОКН исполнители должны составлять точные аналитические и критические отчёты, снабженные рисунками и фотографиями, на которых обязаны отражать все этапы работ по раскрытию, укреплению, перекомпоновке и включению, а также элементы технического и формального характера, выявленные во время этих работ. Отчёты обязательно передаются в архивы общественной организации и предоставляются исследователям. Рекомендуются публикация этих документов (ст. 16 [3]).

Принципы сохранения исторических деревянных построек утверждены на XII Генеральной Ассамблее ICOMOS в Мексике в октябре 1999 г. [4]. Свод реставрационных правил СРП-2007 [5] был разработан в соответствии с законом «Об объектах культурного наследия (памятниках истории и культуры) народов РФ» [6]. СРП-2007 содержал рекомендации по определению стоимости сохранения ОКН и составлению сводных сметных расчетов, объектных и локальных смет и сметных расчетов в базовых, текущих и прогнозируемых ценах на всех стадиях научно-исследовательских, изыскательских, проектных и производственных работ по сохранению ОКН и связанных с ними произведений искусства, включая обоснование инвестиций. Сметная документация разрабатывалась для предварительных работ с разделом исходно-разрешительной документации; проекта реставрации (в том числе эскизного проекта и проекта приспособления); рабочей проектно-сметной документации; научно-реставрационного отчёта. Рекомендации СРП-2007 разработаны на основе нормативных положений МДС 81-35-2004 [7]. После ряда преобразований (4-я редакции) СРП-2007 [5] был отменен с 01.09.2015, а взамен на основе его разделов разработали девять национальных стандартов: ГОСТ Р 55528-2013 — о составе и содержании научно-проектной документации по сохранению ОКН; ГОСТ Р 55567-2013 — ведение инженерно-технических исследований ОКН; ГОСТ Р 55627-2013 — археологические изыскания; ГОСТ Р 55653-2013 — проведение работ по сохранению монументальной живописи; ГОСТ Р 55935-2013 — разработка научно-проектной документации по сохранению ландшафтной архитектуры и садово-паркового искусства; ГОСТ Р 55945-2014 — требования к инженерно-геологическим изысканиям и исследованиям; ГОСТ Р 56198-2014 — мониторинг технического состояния недвижимых ОКН; ГОСТ Р 56200-2014 — научное руководство и авторский надзор при проведении работ по сохранению ОКН; ГОСТ Р 56254-2014 — технический надзор на ОКН. С 01.01.2017 г. введен ГОСТ Р 57097-2016, регламентирующий требования к производству работ по сохранению ОКН [8]. В соответствии с Венецианской хартией (ст. 1, 6, 7, 13 [3]) был принят федеральный закон 21.02.2019 г. №11-ФЗ, содержащий уточнения, что охране подлежат расположенные в границах территорий историко-культурных му-

зеев-заповедников и музейных комплексов ОКН — ансамбли (в пообъектном составе) и достопримечательные места.

Отчёты о работах реставрации, консервации, приспособления обязаны предоставлять прихожанам, инвесторам, в том числе потенциальным, причём не только богатым меценатам, но и тем, кто имеет скромные доходы. Анализ показал, что исполнители часто не передают указанные отчёты в муниципалитеты, на территории которых находятся ОКН. Это лишает местное население возможности соучастия в деле сохранения духовных объектов на территории их поселения и влечёт за собой негативные последствия, поскольку не способствует укреплению, развитию православия. Например, в северной деревне Осередок сохранился единственный памятник деревянного зодчества — маленькая гниющая часовня XVII в. [9]. Сельсовет признал, что не имеет средств на её реставрацию. Жители, не имевшие представления о существовании где-то каких-то отчётов, за свой счёт выправили и добросовестно обшили часовню сайдингом, который согласно рекламе поставщиков обладает уникальными эксплуатационными свойствами в северном климате. Поскольку дорогостоящий сайдинг повлиял на внешний вид часовни, сотрудники правоохранительных органов РФ по формальным показателям, не вникая в суть, инкриминировали инициативным жителям преступление по п. 1 ст. 243 УК РФ [10]: «Повреждение выявленных ОКН, взятых под охрану государства» с максимальным наказанием — штраф до 3 млн руб., лишение свободы до 3 лет. Должностные лица долго проводили тягостное дознание на основании действующего законодательства РФ. На оплату дорогостоящих услуг адвокатов сельские жители северной деревни денег не имели, финансовую поддержку в этой ситуации никто им не оказал. Инцидент вызвал общественный резонанс. В средствах массовой информации по традициям нашего времени оперативно сформировались две группы сторонников с противоположными мнениями, в Интернете и прессе активизировались дебаты противоборствующих сторон: «против» наказания и «за». В итоге уголовное преследование было прекращено. Сельские инициаторы сохранения ОКН своими силами понесли затраты времени и средств на визиты к правоохранителям, испытали длительную психотравмирующую ситуацию, что нанесло ущерб их здоровью, и зареклись впредь проявлять заботу о часовне. Подобные ситуации [9] наносят ущерб развитию православия.

Анализ архитектурных и конструкционных решений православных церквей и мусульманских мечетей показал, что в нашей стране традиционно возводят купольные покрытия. Многие православные храмы имеют по пять куполов, что значительно усложняет конструкцию комплексных крыш по сравнению с простыми двускатными и вальмовыми (четырёхскатными). Симметричная обтекаемая форма купола позволяет выдерживать большие горизонтальные ветровые нагрузки с разных направлений. Однако на строительство, эксплуатацию и восстановление куполов в холодном климате [11, 12] требуются большие трудовые и финансовые затраты. Купола рационально применять в южных широтах, где нет несимметричных снеговых нагрузок, длительных намоканий конструкций при таянии на кровлях скоплений снега и льда. Такие климатические условия свойственны южным территориям древней Византийской империи, Хазарского и Арабского халифатов, где традиционно возводили купола и откуда их заимствовали в

ходе крещения Руси.

В соответствии со своим статусом священнослужители, являющиеся на подведомственной территории пользователями духовных объектов, должны нести бремя заботы и ответственности за их сохранение и восстановление. Однако большинство настоятелей церквей и их подчинённых не имеют архитектурного и художественного образования. Поэтому на должность древлехранителей за надбавку к зарплате обычно назначали священнослужителей, не обладавших знаниями и практическими навыками в сфере архитектуры и строительства. Непрофессионализм в работе по сохранению объектов культурного наследия повлечёт за собой множество ошибок, наносит ущерб в особо крупных размерах национальному достоянию РФ. Имеет место плагиат чужих идей и разработок, шельмование тех, кто противодействовал лукавству в информационно-коммуникационных сетях.

В последние годы значительно увеличилось число принятых на баланс РПЦ объектов после реставрации за счёт средств федерального бюджета и иных преференций со стороны государства. После законодательных нововведений в направлении ужесточения персональной ответственности за нецелевое либо неэффективное использование средств из бюджетной системы РФ, выделявшихся на реставрацию, консервацию, появилась информация об увеличении в структурах РПЦ числа научных и технических специалистов по сохранению строительных объектов, принятых на постоянную работу. Увеличение численности людей, связанных с РПЦ достойно оплачиваемой работой, способствует развитию православия в РФ. Актуальность укрепления православия возросла после предоставления 05.01.2019 г. автокефалии Украинской ПЦ [13] в связи с отменой Вселенским патриархатом Константинополя решения 1686 г. о передаче Киевской митрополии в юрисдикцию Московского Патриархата (фактическое влияние Константинополя на мировое православие кардинально сократилось после захвата его османами и доминирования там ислама). РПЦ призывает соблюдать основные заповеди жизни человечества, борется за единение общества, противодействует системному разрушению института семьи, выступает против чипизации населения и скрытного деструктивного воздействия на сознание людей [14-16], которое основано на применении современных роботизированных информационно-коммуникационных технологий.

Анализ результатов выполненных строительно-технических экспертиз, в том числе судебных, показал, что заброшенные объекты культурного наследия без проведения реставрации, как правило, не соответствуют требованиям «Технического регламента о безопасности зданий и сооружений» [8]: гл. 2 ст. 7 — о механической безопасности, ст. 10 — о безопасных для здоровья человека условиях проживания и пребывания в зданиях и сооружениях, ст. 11 — о безопасности для пользователей зданиями и сооружениями, ст. 13 — об энергетической эффективности, ст. 12 — о доступности зданий и сооружений для инвалидов и других групп населения с ограниченными возможностями передвижения, ст. 8 — о пожарной безопасности [17]. Особо трудно обеспечить пожарную безопасность деревянных конструкций и элементов, которые включены в охранное обязательство ОКН. Наибольшую опасность представляют протечки кровли, которые активизируют деструкцию материалов и конструкций. В эксплуатируемых объектах

протечки кровли создают условия, не соответствующие нормативам СанПиН 2.1.2.2645-10 [18] и непригодные для нахождения людей. Во влажной среде развиваются микроорганизмы, плесневые, древоокрашивающие, дереворазрушающие грибы [1, 2, 19]. Эти микроорганизмы и выделяющиеся продукты их жизнедеятельности могут представлять опасность для здоровья и жизни людей, страдающих аллергическими заболеваниями.

После отказа от государственного лицензирования возникла необходимость введения системы мер по обеспечению безопасности объектов недвижимого имущества [20]. Был составлен перечень национальных стандартов и сводов правил, в результате применения которых на обязательной либо добровольной [21] основе обеспечивается соблюдение требований безопасности [20]. Однако следует учитывать, что введённые обязательные и рекомендательные [20, 21] нормативные требования имеют равнозначный статус. При расследовании аварий органы государственной и негосударственной экспертизы либо иное лицо, осуществляющее проверку, требуют от должностных лиц, ответственных за проектирование, строительство (реставрацию, реконструкцию, приспособление) предоставить доказательства, что принимавшиеся ими управленческие решения не противоречат требованиям безопасности [20]. По назначению правоохранительных органов либо по заявке физических и юридических лиц, имеющих отношение к проблемному объекту, для проведения строительно-технических, пожарно-технических и иных экспертиз привлекаются эксперты и специалисты согласно ст. ст. 57, 58 УПК РФ [22]. Опыт показывает, что компетентные эксперты и специалисты часто выявляют ошибки в методиках испытаний, некорректный сбор нагрузок, исходных данных, выбор расчётных схем, не соответствующих фактическому состоянию конструкций, узлов сопряжения и воздействий [9, 23-25].

Если не соблюдены все требования действующих норм и правил, то ответственность может быть возложена на должностных лиц, подписавших акты о сдаче-приёмке работ, введении в эксплуатацию. Часто наказывают должностных лиц, ответственных за безопасность объекта со стороны пользователей, структур, занятых обслуживанием при эксплуатации. Сокращение сроков службы объекта, нормативных межремонтных периодов в связи с выявлением дефектов после реставрации, консервации, приспособления под новое назначение может повлечь за собой судебное преследование (особенно при использовании средства из бюджетной системы РФ).

Согласно п. 3 ст. 1 гл. 1 [20] одной из главных целей обеспечения безопасности зданий и сооружений является предупреждение действий, вводящих в заблуждение приобретателей услуг, связанных с работами на строительных объектах. Экспертная оценка [9, 20] по методу анализа иерархий субъективных факторов показала, что к действиям с негативными последствиями относятся четыре характерных ошибки в управленческих решениях:

1) Нарушение периодичности детальных обследований [26] с компетентной оценкой главного показателя — механической безопасности конструкций и объекта в целом [20]. Выполнение детальных обследований следует предусматривать не реже одного раза в 5-10 лет. При обнаружении значительных дефектов, повреждений и деформаций конструкций, а также для сложных, уникальных объектов обязательно вводить постоян-

ный режим мониторинга [26]. При аварийном состоянии объекта эксплуатация недопустима, режим мониторинга обязателен. Значимость этого фактора – 25%.

2) Использование работников, уровень квалификации которых не соответствует нормативным требованиям, а также не прошедших специальное обучение и не имеющих соответствующего допуска к работам, что может повлечь за собой запредельные нарушения качества работ строительства (реставрации, консервации, приспособления). Значимость этого фактора – 55%.

3) Использование материалов и комплектующих, не соответствующих проектно-сметной документации по эксплуатационным характеристикам и качеству. Значимость этого фактора – 10%.

4) Выполнение работ по усилению строительных конструкций без расчётов влечёт за собой сокращение периодов между ремонтами, снижение эксплуатационной надёжности, долговечности зданий и сооружений. Запроектированные мероприятия, проектные значения и характеристики зданий и сооружений можно признать соответствующими требованиям безопасности, если они обоснованы одним или несколькими из следующих способов (ч. 6 ст. 15 [8]): а) результатами исследований; б) расчётами и (или) испытаниями, выполненными по сертифицированным или апробированным иным способом методикам; в) моделированием сценариев возникновения опасных природных процессов и техногенных воздействий; г) оценкой риска возникновения указанных опасных процессов и воздействий при неблагоприятном сочетании. Значимость этого фактора – 10%.

Выводы:

1. Благодаря сохранению подлинности возрастают ценность ОКН и национальное достояние страны. Даже скромные сооружения с течением времени приобретают значительную культурную ценность. Консервация ОКН предполагает постоянство ухода за ними. После вырубке лесов в северных районах работы не стало, население мигрировало в города. Для ухода за объектами деревянного зодчества людей не хватает, большой ущерб наносят гниение и пожары.
2. Отмечены особенности положений Венецианской хартии. Для использования ОКН во благо общества в связи с изменением обычаев и нравов предусмотрена возможность разрешать работы по приспособлению ОКН при условии сохранения архитектурной целостности и декора здания. Это открывает возможность вариативности благовидных действий для преобразований. Но отсутствие упоминания «о целостности конструкций» не должно допускать двойного толкования для радикальных действий в ущерб несущим конструкциям.
3. При анализе правоприменительной практики реставрации в РФ выявлены нарушения, обусловленные низкой юридической грамотностью населения, формальными действиями должностных лиц, без учёта дефицита финансовых средств, конкретных ситуаций в муниципалитетах.
4. Экспертная оценка по методу анализа иерархий показала значимость характерных ошибок управленческих решений: нарушение периодичности детальных обследований и мониторинга состояния конструкций – 25%; использование работников

низкой квалификации – 55%; применение дешёвых материалов и комплектующих с низким эксплуатационным ресурсом – 10%; усиление конструкций без расчётов уменьшает периоды между ремонтами и эксплуатационную надёжность объектов – 10%.

Библиографический список

1. Шаповалова Л.Г. Долговечность деревянных конструкций и сооружений без применения химических средств защиты (на примере объектов деревянного зодчества Архангельской области): Автореф. ... дис. канд. техн. наук. – Любовь Геннадьевна Шаповалова. Архангельск, 1994.

2. Варфоломеев Ю.А., Потуткина Л.Г. Долговечность объектов деревянного зодчества на Севере // Жилищное строительство. — 1988. — № 8. — С. 25-26.

3. Международная хартия по консервации и реставрации памятников и достопримечательных мест (Венецианская хартия). - Код доступа: <http://docs.cntd.ru/document/901756982>.

4. Принципы сохранения исторических деревянных построек. Утв. ICOMOS на XII Генеральной Ассамблее в Мексике, октябрь 1999 г. – 4 с. (Перевёл Куликов С.) / Код доступа: http://icomos-spb.ru/component/joomdoc/1999_%20%20%20%20.pdf/download.

5. СРП-2007.8. Методические рекомендации определения стоимости работ по сохранению объектов культурного наследия на территории Российской Федерации (в ред. 2009 г.).

6. Федеральный закон «Об объектах культурного наследия (памятниках истории и культуры) народов РФ» от 25.06.2002, №73-ФЗ (с изм. от 21.02.2019, №11-ФЗ).

7. МДС 81-35-2004. Методика определения стоимости строительной продукции на территории РФ (в ред. Приказа Минрегиона России от 01.06.2012, № 220; внесены изм. Приказом Минстроя России от 16.06.2014, №294/пр).

8. ГОСТ Р 57097-2016 Сохранение объектов культурного наследия. Памятники деревянного зодчества. Общие требования к производству работ. – Введён 01.01.2017.

9. Варфоломеев Ю.А. Утрата религиозных памятников и достопримечательных мест на Севере России / Сб. ст. междунар. науч. конф. «Человеческий капитал как фактор инновационного развития общества» (Челябинск, 25.06.2018). — Уфа: Изд. «Аэтерна», 2018. — С. 205-209.

10. Уголовный кодекс Российской Федерации от 13.06.1996, № 63-ФЗ (ред. от 31.12.2017).

11. Указ Президента Российской Федерации от 02.05.2014 г. №256 «Сухопутные территории Арктической зоны Российской Федерации».

12. СП 131.13330.2012 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99* (с Изменениями № 1, 2).

13. Православные иерархи раскритиковали передачу Томоса Киеву / М.: РИА «Новости». — 06.02.2019. Религия и мировоззрение. — Код доступа: <https://ria.ru/20190106/1549073439.html>.

14. *Курьянова Н.С.* Современные проблемы сохранения семейных ценностей / Научная дискуссия: инновации в современном мире: тр. LXXI междунар. конф. – № 11(70). – М.: Изд. «Интернаука», 2017. – С. 57-62.

15. *Рогов А.И.* Деструктивное психологическое воздействие на людей для дестабилизации семей и захвата активов // Интернаука: научный журнал. — 2016. — №1 (1), ч. 3.– С. 13-16.

16. *Марценюк Л.И., Рогов А.И.* Деструкция личности и социальная опасность дестабилизации семьи // Научная дискуссия: инновации в современном мире: тр. LI конф. – 2016. — № 7(50). — С. 174-178.

17. Федеральный закон «О пожарной безопасности» от 21.12.1994, №69-ФЗ (с изменениями на 30.10.2018).

18. СанПиН 2.1.2.2645-10 «Санитарно-эпидемиологические требования к условиям проживания в жилых зданиях и помещениях».

19. *Ломакин А.Д.* Защита деревянных конструкций. – М.: ООО РИФ «Стройматериалы», 2003.

20. Федеральный закон от 30.12.2009, №384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».

21. Приказ Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 25.12.2015. № 1650 «О внесении изменений в перечень документов в области стандартизации, в результате применения которых на добровольной основе обеспечивается соблюдение требований Федерального закона от 30.12.2009 г., №384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».

22. Уголовно-процессуальный кодекс Российской Федерации от 18.12.2001, №174-ФЗ).

23. *Турковский С.Б., Ломакин А.Д., Погорельцев А.А.* Зависимость состояния клеёных деревянных конструкций от влажности окружающего воздуха // Промышленное и гражданское строительство. — 2012, — №3. – С. 30-32.

24. *Ведяков И.И., Погорельцев А.А., Пятикрестовский К.П.* Перспективы совершенствования норм проектирования деревянных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. – 2015. — №4. – С. 49-53.

25. СП 64.13330.2011 Деревянные конструкции. «Актуализированная редакция СНиП II-25-80».

26. ГОСТ 31937-2011. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния.

Авторы:

Юрий Александрович ВАРФОЛОМЕЕВ, д-р техн. наук, проф., советник РААСН, директор ООО «Научно-исследовательская лаборатория строительной экспертизы Баренц-региона», Архангельск

Yury VARFOLOMEEV, D. Sci. (Engineering), Full Professor, advisor to RAASN, director of Research Laboratory of Building Expertise of the Barents Region, Arkhangelsk

e-mail: nil-se@mail.ru
тел.: +7 (911) 058-74-89

Александр Алексеевич ПОГОРЕЛЬЦЕВ, канд. техн. наук, заведующий лабораторией несущих деревянных конструкций, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Alexander POGORELTSEV, Ph.D. (Engineering), Chief of Load-bearing Wood Structures Laboratory of TSNIISK named after V. A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: pogara@yandex.ru
тел.: +7 (916) 272-37-67

Алексей Николаевич ПОПОВ, инженер, ООО «Научно-исследовательская лаборатория строительной экспертизы Баренц-региона», Архангельск

Aleksey POPOV, Engineer, Research Laboratory of Building Expertise of the Barents Region, Arkhangelsk

e-mail: nil-se@mail.ru
тел.: +7 (960) 009-71-83

Андрей Владимирович ЗАГВОЗДИН, инженер, «Научно-исследовательская лаборатория строительной экспертизы Баренц-региона» Архангельск

Andrey ZAGVOZDIN, engineer, Research Laboratory of Building Expertise of the Barents Region Arkhangelsk

e-mail: nil-se@mail.ru

Артём Николаевич ПЬЯНОВ, научн. сотр. лаборатории несущих деревянных конструкций, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Artem PIANOV, Research associate of Load-bearing Wood Structures Laboratory of TSNIISK named after V. A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: pogara@yandex.ru
тел.: +7 (499) 174-77-45

ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЧНОСТИ И ДЕФОРМАЦИЙ НАРУЖНЫХ СТЕН С ЛИЦЕВЫМ СЛОЕМ ИЗ КАМЕННОЙ КЛАДКИ С ГИБКИМИ СВЯЗЯМИ ПРИ ТЕМПЕРАТУРНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

NUMERICAL STUDIES OF STRENGTH AND DEFORMATION OF EXTERNAL WALLS WITH A BRICK MASONRY FACING LAYER WITH FLEXIBLE TIES UNDER TEMPERATURE IMPACTS

М. К. ИЩУК, канд. техн. наук

В. Л. ИЩУК

Приведены результаты численных исследований прочности и деформаций трехслойных наружных стен с лицевым слоем из каменной кладки с гибкими связями при температурных воздействиях с учетом образования и развития трещин. Расчеты выполнялись на специализированной программе расчета каменных конструкций «КАМКОН», реализующей метод конечных элементов. Верификация программы «КАМКОН» выполнена на основе сравнения результатов расчетов и эксперимента на крупномасштабной модели с учетом образования и развития трещин, а также на момент до образования трещин – сравнением с результатами расчетов с помощью программного комплекса «ЛИРА-САПР». В качестве критерия обоснованности выбранных расчетных моделей принимались также результаты натурных наблюдений зданий

The results of numerical studies of the strength and deformations of three-layer external walls with a face layer of masonry with flexible ties under temperature effects, taking into account the formation and development of cracks, are presented. The calculations were carried out according to the specialized program for calculating stone constructions KAMKON, which implements the finite element method. The verification of the KAMKON program was carried out by comparing the results of calculations and experiment on a large-scale model, taking into account the formation and development of cracks, as well as at the time before the formation of cracks by comparing with the results of calculations using the LIRA-SAPR software package. The results of field observations of buildings with masonry defects of the facial layer were also taken as a criterion for the validity of the chosen

с дефектами кладки лицевого слоя.

В ходе исследований отработана технология расчета методом конечных элементов на температурные воздействия с учетом образования и развития трещин, учитывающая особенности работы кладки лицевого слоя, такие как неоднородность кладки, концентрация горизонтальных растягивающих напряжений в незаполненных вертикальных швах кладки и трещинах, критерии прочности кладки на растяжение по вертикальному сечению, по наклонным сечениям от действия растягивающих напряжений и на срез по горизонтальным расстановочным швам.

Ключевые слова:

Верификация программы расчета, каменная кладка, лицевой слой, метод конечных элементов, напряженно-деформированное состояние (НДС), наружные стены из многослойной кладки, программа расчета каменной кладки, прочность на растяжение, прочность на срез, температурные деформации, трещины

computational models.

In the course of research, the technology of calculation by the finite element method for temperature effects was developed taking into account the formation and growth of cracks, features of the laying of the front layer, such as the heterogeneity of the masonry, the concentration of horizontal tensile stresses in the unfilled vertical joints of the masonry and cracks, tensile strength criteria for stretching over the vertical section, on inclined sections from the action of tensile stresses and forces to cut along horizontal mortar joints.

Keywords:

Calculation program verification, cracks, external walls of multilayer masonry, face layer, finite element method, masonry, masonry calculation program, shear strength, stress-deformed state (VAT), tensile strength, thermal deformation

Введение

В статье приведены результаты численных исследований прочности и деформаций трехслойных стен с лицевым слоем из каменной кладки с гибкими связями при температурных воздействиях с учетом образования и развития трещин.

Целями исследований были:

- разработка технологии расчета методом конечных элементов (МКЭ) кладки лицевого слоя на температурные воздействия с учетом образования и развития трещин;
- верификация разработанной программы расчета каменных конструкций КАМКОН с помощью сравнения результатов расчетов и эксперимента на крупномасштабной модели с учетом образования и развития трещин, а также (на момент до образования трещин) сравнением с результатами расчетов с помощью программного комплекса ЛИРА-САПР.

В качестве критерия обоснованности выбранных расчетных моделей принимались также результаты проводившихся натурных наблюдений строящихся и эксплуатируемых зданий с дефектами кладки лицевого слоя [1 и др.]. Материалы проведенных исследований изложены также в работах [2-4 и др.].

В настоящее время в большинстве работ зарубежных авторов [5-7], посвященных исследованию напряженно-деформированного состояния кладки при температурно-влажностных воздействиях кладка стен чаще всего аппроксимируется изотропными конечными элементами типа балка-стенка, т.е. работающими без учета изгиба из пло-

скости. Плита, на которую опираются стены, задается недеформируемой балкой постоянного сечения. Температурная нагрузка прикладывается только к стене (рис. 1).

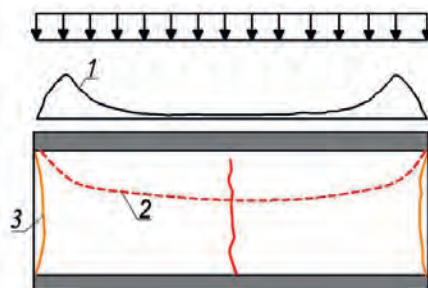


Рис. 1. Горизонтальные растягивающие напряжения σ_x , касательные напряжения τ по шву между кладкой и плитой перекрытия ϵ_s [5]: 1 – эпюра касательных напряжений; 2 – эпюра горизонтальных растягивающих напряжений; 3 – деформации усадки

Следует отметить несовершенство расчетных схем, в которых принимается, что кладка покоится на плите перекрытия, рассматриваемой в виде недеформируемого основания. В этом случае не учитываются температурные деформации плиты как в плоскости, так и из плоскости стены, перераспределение усилий между стенами и перекрытиями. Далее будет показано, что эти деформации плиты перекрытия играют существенную роль.

В отечественной литературе описаны различные модели расчета каменной кладки с учетом ее особенностей и с применением численных методов.

В работах В.Г. Иевенко, выполненных в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко в конце 1970-х годов [9], были описаны исследования прочности и деформаций кладки при совместном действии сдвигающей и вертикальной нагрузок с применением метода конечных элементов на ЭВМ «Минск-32» с учетом образования и развития трещин. Расчет выполнялся для простенков размером $0,39 \times 1,55 \times 1,55$ м. Сравнение результатов расчета с материалами проводившимися в то время экспериментами С.В. Кожаринова показали хорошую сходимость (различие не более 15%).

В более позднее время аналогичные задачи были решены и другими авторами, в частности, О.В. Кабанцевым [10]. Для их решения был разработан алгоритм расчета, при котором кладка задавалась тремя видами конечных элементов – кирпича, раствора и контактной прослойки между ними. Верификация программы была проведена для приведенного выше частного случая работы кладки на перекос (рис. 2).

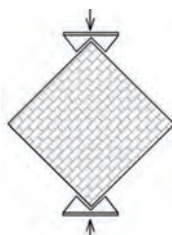


Рис. 2. Схема испытания образцов из каменной кладки на перекос (из работы О.В. Кабанцева [10])

Автор отмечает, что верификация математической модели, а также метода и технологии расчета показали, что различия величин расчетных и экспериментальных предельных нагрузок составляет 5...10%. Величины деформаций сжатия различаются в пределах 12...17%. В то же время согласно приведенной в работе таблице расчетные деформации при растяжении образцов двух серий были ниже полученных из эксперимента на 36,8 и 54,8%, а в одной серии, наоборот, выше на 22,2%.

Представляют интерес исследования работы каменной кладки в условиях плоского напряженного состояния, проводимые Г.Г. Кашеваровой. В работе [11] отмечается, что отличия в модулях упругости по вертикали и горизонтали не превышают 10% в случаях, когда модуль упругости раствора в семь раз превышает модуль упругости кирпича или, наоборот, меньше модуля упругости кирпича в пять раз. Кладка разбивалась на объемные элементы периодичности, образованные двумя рядами кирпича и раствора (рис. 3). При моделировании свойств кирпичной кладки учитывались структурные разрушения и деформационное разупрочнение.



Рис. 3. Объемный элемент периодичности кирпичной кладки
(из работы Г.Г. Кашеваровой [11])

В работе [12] рассмотрен пример расчета модели диафрагмы кирпичной кладки (рис. 4) с учетом разброса свойств материала в сравнении с результатами эксперимента.

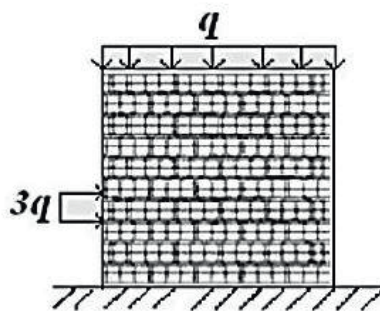


Рис. 4. Фрагмент кирпичной стены при двухосном напряженном состоянии
(из работы Г.Г. Кашеваровой [12])

В работах В.Н. Деркача [13, 14 и др.] экспериментальными исследованиями показано, что при плоском напряженном состоянии анизотропия деформационных свойств кладки для большинства видов кладок незначительна и может не учитываться. Расчет каменной кладки в этом случае можно вести с использованием численных методов, рассматривая кладку как сплошной однородный ортотропный материал.

Исследование НДС лицевого слоя кладки по результатам расчетов МКЭ экспериментальной модели на момент до образования трещин

Габариты фрагментов, материалы, нагрузки были идентичны имевшим место при исследовании модели здания, образованной трехслойными стенами из кирпичной укладки высотой на один этаж, опирающимися на железобетонную плиту с габаритами 1,9×9 м (рис. 5). Исследовались деформации кладки модели, образование и развитие трещин в зависимости от изменения температуры кладки, плиты, воздуха внутри и снаружи модели [3, 4]. Рассматривались различные варианты расчетных схем: с объемными и с плоскими конечными элементами (КЭ), различными их размерами и граничными условиями. Сравнительные расчеты позволили в качестве основных выбрать расчетные схемы с плоскими КЭ (рис. 6).

Деформационные характеристики кладки и железобетона принимались с учетом ползучести материалов на первом этапе расчетов, соответствующих периоду понижения температуры наружного воздуха с октября 2016 г. (замыкание конструкции) до середины января 2017 г. (пик морозов). Коэффициент линейного расширения кладки из керамического кирпича и камня принят в соответствии с проведенными исследованиями равным $0,000065 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, железобетона – $0,00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

К каждому слою и плите прикладывались соответствующие приращения температуры за период с момента замыкания конструкции. Температура в плите задавалась в зависимости от расстояния от ее края.



Рис. 5. Модель здания в защитном ангаре

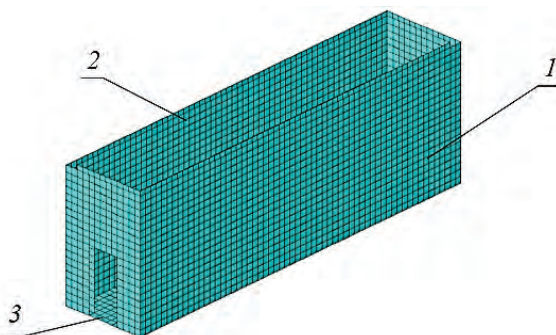


Рис. 6. Вариант расчетной схемы экспериментальной модели с плоскими КЭ слоев стен, железобетонной плиты и основания под ней с размерами 15×15 см: 1 – КЭ лицевого слоя; 2 – КЭ внутреннего слоя; 3 – КЭ плиты

Разработка технологии расчета методом конечных элементов (МКЭ) кладки лицевого слоя на температурные воздействия с учетом образования и развития трещин

Кладка лицевого слоя наружных стен с гибкими связями при температурных воздействиях находится в условиях плоского напряженного состояния, причем в ненесущих стенах с поэтажным опиранием на перекрытия нагрузка от собственного веса кладки незначительна.

Основные трещины возникли в кладке лицевого слоя наружных стен модели зимой после подачи тепла в помещение и нагрева железобетонной плиты, на которую они опираются. Летом трещины частично закрывались, а в следующие зимы происходило некоторое развитие трещин. Помимо вертикальных трещин, вблизи углов произошел сдвиг кладки стен в основании стены по горизонтальному растворному шву.

Для расчета стен модели была использована программа расчета каменных конструкций КАМКОН, реализующая метод конечных элементов. В программе реализован учет неоднородности кладки, разброс ее свойств. В первую очередь это относится к тому, что вертикальные швы между кирпичами не все тщательно заполнены раствором. Работа таких швов рассматривается как трещина.

При крупной разбивке на конечные элементы встает проблема учета концентрации растягивающих напряжений, возникающих на концах трещины. Этот вопрос решен с помощью вводимого коэффициента концентрации растягивающих напряжений. Величина коэффициента зависит от размеров конечных элементов – чем больше их размеры, тем больше значение этого коэффициента.

В решаемой задаче вертикальные трещины появлялись от превышения прочности кладки по вертикальному перевязанному сечению горизонтальными растягивающими напряжениями. Зарождение трещин происходило в основании стены. Вблизи углов в основании стены возможен сдвиг кладки по горизонтальному растворному шву либо образование небольших вертикальных трещин, либо (реже) небольших наклонных, вызываемых главными растягивающими напряжениями.

При расчете последовательно рассматривался каждый из этих критериев. В программе реализована возможность использования и других критериев прочности.

Известно, что модули упругости кладки при ее сжатии и растяжении по горизонтали отличаются не более чем на 10%, что позволяет рассматривать ее как материал, одинаково деформирующийся при сжатии и растяжении вдоль горизонтальных растворных швов.

Алгоритмом программы предусмотрено на каждом шаге приоритетное образование трещины в конечном элементе, где процентное отношение нарушения прочности по каждому из рассматриваемых критериев выше (например, от горизонтальных растягивающих напряжений, касательных напряжений, главных растягивающих напряжений). Образование трещины реализуется введением в месте ее возникновения трещины дополнительных узлов.

На следующих шагах при оценке приоритета образования или развития существующих трещин или незаполненных раствором вертикальных швов к растягивающим на-

пряжениям вводится коэффициент концентрации напряжений.

При закрытии трещины в этих узлах производится объединение перемещений в направлении, препятствующем наложению противоположных берегов трещин один на другой.

При оценке прочности кладки на срез по горизонтальным растворным швам ее прочность рассчитывается по формуле Кулона, учитывающей прочность сцепления кирпича с раствором при сдвиге по горизонтальному шву, коэффициент трения кирпича по раствору, уровень обжата кладки в зависимости от вида кирпича (с пустотами, полнотелый, керамический, силикатный и т.д.).

Напряженно-деформированное состояние кладки лицевого слоя. Верификация программы КАМКОН при расчетах кладки лицевого слоя на температурные воздействия до момента образования трещин

Полученные на каждом этапе горизонтальные перемещения кладки лицевого слоя, полученные из расчетов, сравнивались с полученными из эксперимента. На рис. 7 и 8 показаны подсчитанные по программе ЛИРА-САПР изополя горизонтальных и касательных напряжений в лицевом слое, развившихся с 25 октября 2015 г. по 5 января 2016 г., т.е. с момента условного замыкания конструкции (возведения кладки) до наступления сильных морозов. За этот период температура наружного воздуха опустилась с +3,2 до минус 17 °С.

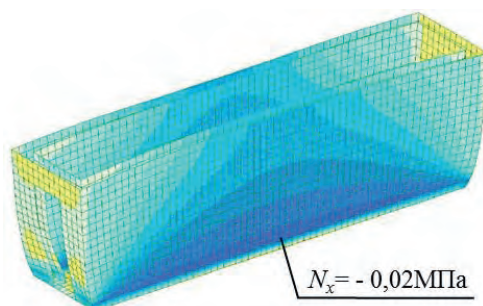


Рис. 7. Изополя горизонтальных напряжений, развившихся в стенах модели с 25.10.2015 г. по 05.01.2016 г.

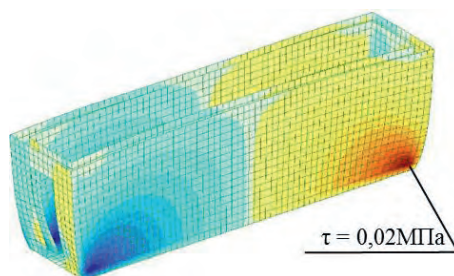


Рис. 8. Изополя касательных напряжений, развившихся в стенах модели с 25.10.2015 г. по 05.01.2016 г.

Вследствие дальнейшего понижения температуры наружного воздуха сжимающие и касательные напряжения в основании стены выросли. На рис. 9 и 10 показаны мозаики, соответственно, горизонтальных и касательных напряжений в кладке лицевого слоя продольной стены, подсчитанных по программе ЛИРА-САПР и разработанной программе КАМКОН. Сравнение результатов расчетов по обеим программам показало хорошую их сходимость.

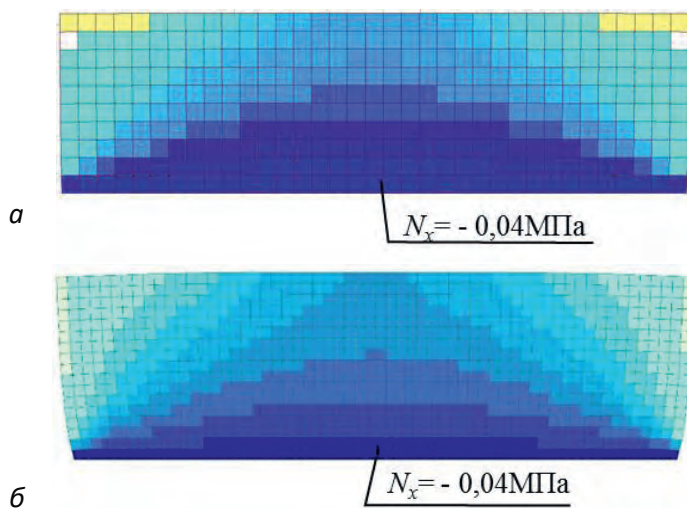


Рис. 9. Мозаика горизонтальных напряжений, развившихся в кладке лицевого слоя модели с 25.10.2015 г. по 11.01.2016 г.: а – расчет по программе ЛИРА-САПР; б – расчет по программе КАМКОН

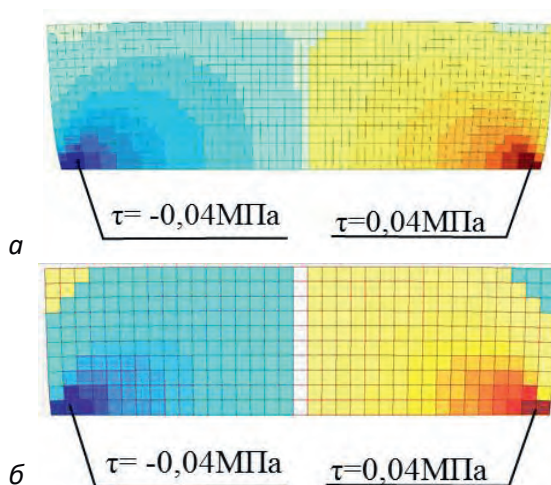


Рис. 10. Мозаика касательных напряжений, развившихся в кладке лицевого слоя модели с 25.10.2015 г. по 11.01.2016 г.: а – расчет по программе ЛИРА-САПР; б – расчет по программе КАМКОН

С целью верификации программы КАМКОН выполнено также сравнение горизонтальных перемещений кладки лицевого слоя, подсчитанных по программам ЛИРА-СА-ПР и КАМКОН, с результатами эксперимента (рис. 11). Видно, что расчетные значения отличаются от экспериментальных в пределах 14%. Это свидетельствует о корректности использования обеих программ для решения поставленной задачи расчета кладки на температурные воздействия до момента образования и развития трещин.

Далее будет показано, что характер образования и развития трещин, ширина их раскрытия также в целом совпадают с наблюдаемыми в эксперименте с моделью.

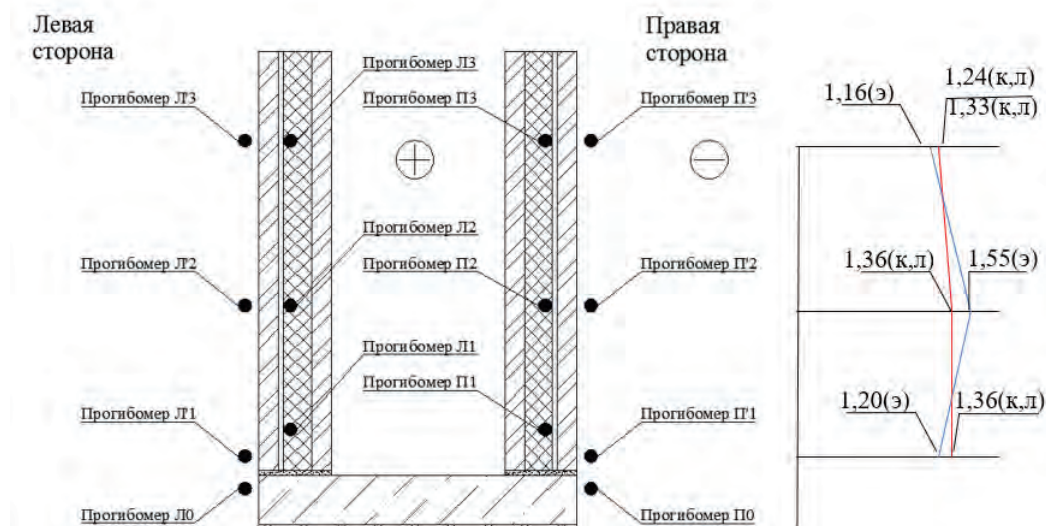


Рис. 11. Горизонтальные перемещения кладки лицевого слоя (мм), развившиеся в стенах модели с 25.10.2015 г. по 05.01.2016 г. до момента образования первых трещин: (э) – данные эксперимента; (л) – из расчета по программе ЛИРА-САПР; (к) – из расчета по программе КАМКОН

Исследование НДС лицевого слоя кладки по результатам расчетов МКЭ по программе КАМКОН экспериментальной модели с учетом образования и развития трещин

С момента окончания возведения кладки стен модели в октябре 2015 г. до середины января 2016 г. даже при достижении морозами в ночное время минус 20 °С и ниже трещины в кладке не возникали. Их образование началось с момента пуска тепла и нагрева железобетонной плиты 19 – 22 января, когда морозы несколько уменьшились.

Помимо деформаций кладки, в эксперименте проводились замеры ширины раскрытия трещин. Данные по ширине раскрытия трещин, полученные из расчета по программе КАМКОН, также показали хорошую сходимость. Было подтверждено предположение, что после образования одной трещины, проходящей на всю высоту стены, дальнейшее раскрытие трещин при изменении температуры происходит преимущественно по этой трещине.

Далее приведены результаты расчета напряженно-деформированного состояния

(НДС) кладки лицевого слоя экспериментальной модели по программе КАМКОН.

На рисунках в табл. 1 приведены мозаики горизонтальных напряжений в кладке лицевого слоя продольной стороны модели с этапами развития вертикальных трещин по состоянию на 22.01.2016 г.

Показано, что на этапе 1 вблизи опоры на железобетонную плиту в кладке лицевого слоя развились значительные горизонтальные растягивающие напряжения. С высотой происходит убывание указанных напряжений. При этом железобетонная плита оказывается сжатой. Вследствие этого свободные температурные деформации кладки лицевого слоя сдерживаются железобетонной плитой. Вверху стены горизонтальные деформации близки к свободным, что подтверждается экспериментом.

На этапе 2 произошло раскрытие вертикальных растворных швов в кладке нижних рядов и образование там концентрации горизонтальных растягивающих напряжений.

На этапе 3 на участке наибольших растягивающих напряжений в середине стены на ее опоре началось развитие центральной трещины. На конце этой трещины наблюдается концентрация горизонтальных растягивающих напряжений.

На этапе 4 центральная трещина достигла верха стены.

На этапе 5 произошло разделение кладки лицевого слоя на две части центральной трещиной.

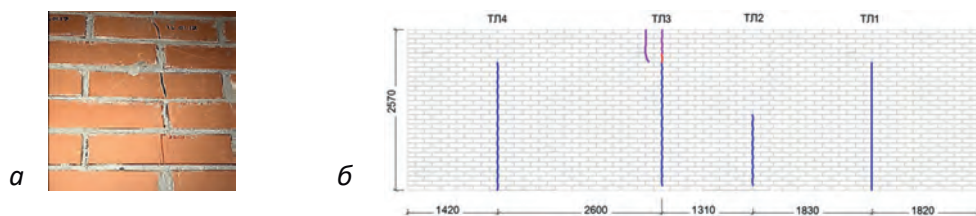


Рис. 12. Трещины в кладке лицевого слоя экспериментальной модели: а – фрагмент с трещиной; б – трещины в кладке одной из продольных стен

Таблица 1

Этапы образования и развития трещин в кладке лицевого слоя, аналогичного экспериментальной модели, по состоянию на 22.01.2019 г.

	<p>Этап 1 Свободные температурные деформации кладки лицевого слоя сдерживаются железобетонной плитой. Кладка растянута, плита сжата</p>
	<p>Этап 2 Раскрытие вертикальных швов в кладке нижних рядов. Концентрация горизонтальных растягивающих напряжений на концах трещин</p>
	<p>Этап 3 Развитие центральной трещины. На конце концентрация горизонтальных растягивающих напряжений</p>

	<p style="text-align: center;">Этап 4 Достижение центральной трещиной верха стены. На конце – концентрация горизонтальных растягивающих напряжений</p>
	<p style="text-align: center;">Этап 5 Разделение кладки лицевого слоя на две части центральной трещиной</p>
	<p style="text-align: center;">Этап 6 Развитие в левой и правой частях кладки лицевого слоя новых трещин. На конце трещин – концентрация горизонтальных растягивающих напряжений</p>
	<p style="text-align: center;">Этап 7 Развитие трещин в левой и правой частях кладки лицевого слоя. На конце трещин – концентрация горизонтальных растягивающих напряжений</p>
	<p style="text-align: center;">Этап 8 Продолжающееся развитие трещин в левой и правой частях кладки лицевого слоя. Образование новой трещины</p>

На этапе 6 происходит развитие в левой и правой частях кладки лицевого слоя новых трещин. На концах этих трещин наблюдается концентрация горизонтальных растягивающих напряжений.

На седьмом этапе 7 продолжающееся развитие трещин в левой и правой частях кладки лицевого слоя.

На этапе 8 продолжалось развитие трещин в левой и правой частях кладки лицевого слоя и образовалась новая трещина.

Анализ результатов экспериментальных и численных исследований модели

За период с момента замыкания конструкции (возведения кладки наружных стен), произошедшего в октябре-ноябре 2015 г., до 5 января 2016 г. обеспечивалась совместная работа кладки и железобетонной плиты. Так, с 9 по 23 декабря 2015 г. полученные из эксперимента горизонтальные перемещения кладки в верхней части стены составили 0,4 мм, что близко к свободным деформациям кладки вследствие изменения ее температуры, а в основании стены они составили 0,23 мм и были практически равны перемещениям плиты. Разность перемещений кладки вверху и на опоре свидетельствует о сдерживании ее деформаций плитой, имеющей в полтора раза более высокий коэффициент линейного расширения. Выполненные МКЭ-расчеты показывают, что в этот период

касательные напряжения по растворному шву между кладкой и плитой относительно невелики и не превышают прочности на срез.

В первой декаде января 2016 г. наблюдались сильные морозы. Приращение температур лицевого слоя с момента замыкания конструкции составило минус 17 °С. Из расчета получено, что горизонтальные напряжения в кладке были сжимающими и не привели к образованию в ней трещин, что подтверждается экспериментом. Образование и развитие вертикальных трещин произошло в период с 19.01.16 г. по 22.01.16 г., когда морозы несколько ослабели, но начался нагрев плиты и помещения внутри модели. За этот период плита вдоль правой и левой длинных сторон расширилась соответственно на 1,25 и 1,77 мм, лицевой слой в основании расширился соответственно на 0,70 и 0,95 мм, в то время как на высоте 2 м сократился, соответственно, на 0,16 и 0,22 мм. В лицевом слое в каждой из продольных стен образовались вертикальные трещины, крайние из которых отстояли от углов на расстоянии 1,4–1,8 м. Образование трещин было вызвано превышением горизонтальными напряжениями прочности кладки на растяжение по вертикальному сечению. К концу периода произошло развитие трещин по высоте. Схема трещин приведена на рис. 12. Наибольшее раскрытие трещин, достигающее 0,5 мм, происходило в холодные периоды года. Суммарная ширина раскрытия всех трещин на одной из продольных стен составляла 0,7 мм. С окончанием морозов ширина раскрытия трещин постепенно сокращалась. В конце марта был отключен нагрев плиты. С марта по май 2016 г. кладка расширилась, в то время как плита, наоборот, сократилась по длине. Вследствие этого трещины частично закрылись, что учитывалось в измененной расчетной схеме объединением горизонтальных перемещений в узлах работающих на сжатие элементов, расположенных по разным берегам трещин.

Проведенные исследования позволили подтвердить поставленную гипотезу о том, что достоверное НДС кладки лицевого слоя при температурных воздействиях, картина образования и развития трещин в кладке могут быть получены только при учете деформаций плиты перекрытия, вызванных изменением ее температуры. Расчеты, приводимые в большинстве отечественных и зарубежных исследований, в которых перекрытие аппроксимируется недеформируемым основанием для кладки стены, могут привести к некорректным результатам. Из сравнения данных натурных измерений и результатов МКЭ-расчетов горизонтальных деформаций в лицевом слое видно хорошее совпадение результатов.

Отработанные в ходе исследования расчетная схема, деформационные характеристики, температурные нагрузки были использованы в дальнейшем при проведении расчетов стен с различными граничными условиями и наличием там вертикальных деформационных швов, устройством снижающих трение прокладок в основании стены и др., а также при расчетах аналогичных фрагментов с другими габаритами и формой.

На основе проведенных исследований разработаны методы расчета кладки наружных стен и усилий в гибких связях при температурных воздействиях, учитывающие специфику работы каменной кладки, узлов ее опирания на плиты перекрытий. Дано теоретическое обоснование механизма образования и развития трещин в кладке лицевого слоя.

Выводы

1. На основе сравнения с экспериментальными данными, полученными при длительных испытаниях крупномасштабной модели фрагмента здания в периоды до и после образования в кладке лицевого слоя наружных стен трещин, а также с результатами расчетов по программе ЛИРА-САПР (до момента образования трещин) выполнена верификация специализированной программы расчета каменных конструкций КАМКОН, уточнен алгоритм расчета.

2. Подтверждена выдвинутая гипотеза о том, что достоверное НДС кладки лицевого слоя при температурных воздействиях, картина образования и развития трещин в кладке могут быть получены только при учете деформаций плиты перекрытия, вызванные изменением ее температуры. Аппроксимация плиты в виде недеформируемого основания под стеной может привести к некорректным результатам.

3. Отработанные в ходе исследования расчетная схема, деформационные характеристики, температурные нагрузки были использованы в дальнейшем при проведении расчетов стен с различными граничными условиями и наличием там вертикальных деформационных швов, устройством снижающих трение прокладок в основании стены и др., а также при расчетах аналогичных фрагментов с другими габаритами и формой.

4. На основе проведенных исследований разработаны методы расчета кладки наружных стен и усилий в гибких связях при температурных воздействиях, учитывающие специфику работы каменной кладки, узлов ее опирания на плиты перекрытий. Дано теоретическое обоснование механизма образования и развития трещин в кладке лицевого слоя.

Библиографический список

1. *Ицук М.К.* Отечественный опыт возведения зданий с наружными стенами из облегченной кладки. — М.: РиФ «Стройматериалы», 2009.

2. *Ицук М.К.* Расчетно-теоретические исследования НДС кирпичной кладки лицевого слоя наружных стен с гибкими связями // Вестник НИЦ Строительство. — 2018. — №3. С. 61-78.

3. *Ицук М.К.* Исследование напряженно-деформированного состояния кладки лицевого слоя наружных стен с гибкими связями при температурно-влажностных воздействиях // Строительная механика и расчет сооружений. — 2018. — №1. — С. 72-76.

4. *Ицук М.К.* Учет совместной работы кирпичной кладки лицевого слоя наружных стен и плиты перекрытия // Промышленное и гражданское строительство. — 2018. — №6. — С. 30-36.

5. *Brameshuber W., Schubert P., Schmidt U, Hannawald J.* Rißfreie Wandlänge von Porenbeton-Mauerwerk / Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin. Mauerwerk 10 (2006), Heft 4, S. 132-139.

6. *Schubert P., Caballero Gonzalez A., Hannawald J.* Rißfreie Wandlänge von tragenden, senkrecht zu den Lagerfugen belasteten Mauerwerkswänden aus Porenbetonsteinen. Aachen / Institut für Bauforschung, 1999. — Forschungsbericht Nr. F. — S. 595.

7. *Schubert P.* Vermeiden von schädlichen Rissen in Mauerwerkbauteilen // Mauerwerk-Kalender. Berlin 1996. — S. 621-651.

8. *Martens D.R.W.* New approach for spacing of movement joints in reinforced and unreinforced masonry veneer walls // Part 1 (Neue Bemessungsmethode für die Abstände von Dehnungsfugen in bewehrten und unbewehrten Verblendmauerwerksschalen Teil 1: Unbewehrtes Mauerwerk): Unreinforced masonry / Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin · Mauerwerk 20 (2016), Heft 4. P.461-468.

9. *Иевенко В.Г.* Применение метода конечных элементов при расчете каменных стен с учетом появления и раскрытия трещин // «Сейсмостойкое строительство» (реферативная информация), ЦНИИСК Госстроя СССР, серия XIV. — 1977. — вып. 1. С.8-9.

10. *Кабанцев О.В.* Научные основы структурной теории каменной кладки для оценки предельных состояний каменных конструкций сейсмостойких зданий. Дис. ... докт. техн. наук / Олег Васильевич Кабанцев : М. МГСУ. — 2016. — 358 с. Режим доступа: <http://www.mgsu.ru>.

11. *Кашеварова Г.Г., Зобачева А.Ю.* Моделирование процесса разрушения кирпичной кладки. // Вестник Пермского нац. иссл. политехн. ун-та. Строительство и архитектура. — 2010. — № 1. — С.106-116.

12. *Klovanich S., Jankowska N., Kashevarova G.* О влиянии разброса физико-механических свойств материалов на процесс разрушения строительных конструкций // Plasticity of soil in finite elements modeling. International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2012. — Т. 8. — № 3. — С. 13-16.

13. *Деркач В.Н.* Анизотропия прочности на растяжение каменной кладки при раскалывании // Научно-технические ведомости СПбГПУ. — 2012. — № 147-2. — С. 259-265

14. *Деркач В.Н.* Деформационные характеристики каменной кладки в условиях плоского напряженного состояния // Строительство и реконструкция. — 2012. — №2 (40). — С. 3-10.

Авторы:

Михаил Карпович ИЩУК, канд. техн. наук, зав. лабораторией ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Mikhail ISHCHUK, Ph.D. (Engineering), Head of the Laboratory TSNIISK named after V.A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

тел.: +7 (926) 535-20-32; +7 (499) 174-79-96 (83)

e-mail: kamkon@yandex.ru

Вячеслав Леонидович ИЩУК, ведущий программист отдела внедрения бизнес-студии «Конфигуратор»

Vyacheslav ISHCHUK, leading programmer of the implementation department of the business-studio 'Configurator'

тел.: +7 (495) 943-50-33; +7 (925) 1001-9-31

e-mail: slava_1c@mail.ru

МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ КОНСТРУКТИВНОЙ ОГНЕЗАЩИТЫ СТАЛЬНЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

MATERIALS FOR CONSTRUCTIONAL FIRE PROTECTION OF STRUCTURAL STEEL MEMBERS

Ю. В. КРИВЦОВ, д-р техн. наук, проф.

И. Р. ЛАДЫГИНА, канд. техн. наук

Проанализированы особенности развития и последствий пожаров в высотных зданиях и на объектах специального назначения. Изложены результаты теоретических и экспериментальных исследований по обоснованию оптимальных рецептур составов для конструктивных огнезащитных покрытий стальных строительных конструкций при «целлюлозном» и «углеводородном» типах развития пожара. Представлены разработанные огнезащитные составы серии «Монокот» на гипсовом и цементном вяжущих для обеспечения требуемых пределов огнестойкости несущих стальных строительных конструкций с учетом условий эксплуатации покрытий на их основе.

Ключевые слова:

Конструктивные огнезащитные покрытия, основа рецептуры, стальные строительные конструкции, условия эксплуатации

Features of development and consequences of fires in high-rise buildings and on objects of special purpose are analyzed. The results of theoretical and experimental investigations to substantiate the optimal compound for structural fire-retardant coatings of steel structures in the "cellulose" and "hydrocarbon" types of fire are outlined. The developed flame retardants series 'Monokote' on gypsum and cement binders are presented to provide the required fire resistance rating of bearing steel structures, taking into consideration the operating conditions of coatings based on them.

Keywords:

Basis of the formulation, operating conditions, steel building structures, structural fire-retardant coatings

Наиболее распространённой чрезвычайной ситуацией является пожар [1, 2]. При установлении необходимых требований по противопожарной защите зданий и сооружений важным показателем сопротивляемости воздействию пожара и распространению его опасных факторов является огнестойкость несущих элементов этих объектов.

Применение сборных несущих металлических конструкций в мировом промышленном и гражданском строительстве постоянно расширяется. В России ежегодная потребность достигает 2 млн т. Это стало возможным в результате широкого внедрения огнезащитных составов [3-5]. В ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко разработана и внедрена их широкая номенклатура для обеспечения различных пределов огнестойкости стальных строительных конструкций [6, 7]. Составы по отдельным показателям огнестойкости не имеют отечественных и зарубежных аналогов.

Согласно требованиям существующих нормативных документов (Федеральный закон от 22 июля 2008 г. № 123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности», СП 2.13130.2009 «Системы противопожарной защиты. Обеспечение огнестойкости объектов защиты»), несущие металлоконструкции зданий и сооружений должны быть защищены от воздействия огня при пожаре. При пожаре металлоконструкции теряют несущую способность в течение 7-15 мин. Применение огнезащитных составов позволяет увеличить их огнестойкость до 4 ч [3-5].

Наносимые огнезащитные покрытия подразделяются на:

- тонкослойные (краски);
- толстослойные (напыляемые облегченные составы и штукатурки).

Каждый вид покрытия имеет свой принцип работы в условиях воздействия пожара.

Высокая огнезащитная эффективность покрытий на основе толстослойных облегченных составов обеспечивается их низким коэффициентом теплопроводности и неизменной структурой таких покрытий в процессе огневого воздействия, вследствие чего прогрев защищаемой конструкции до критических температур происходит в течение длительного времени, характеризующегося пределом огнестойкости строительной конструкции, обозначаемым символом R.

Целью разработок было создание огнезащитных составов для конструктивной защиты стальных несущих элементов, в том числе для высотных зданий и специальных объектов.

Число небоскрёбов в мире на 2018 г. превысило 110 000. По данным зарубежной статистики, пожары в высотных зданиях наиболее травмоопасны и приводят к большему ущербу, чем пожары в обычных зданиях. Один пожар в здании выше 25 этажей вызывает в 3-4 раза больше жертв, чем в 9-16-этажном доме. При этом пожары, которые происходят на нижних этажах высотных зданий, приводят к большему материальному ущербу, а пожары на верхних этажах – к большему числу пострадавших и погибших [8-12].

Необходимые условия обеспечения пожарной безопасности высотных и многофункциональных зданий состоят в следующем:

- повышение надежности противопожарных инженерных систем;
- расчет пределов огнестойкости основных строительных конструкций исходя из

условий реального развития пожара;

- разработка нормативных требований к размерам пожарных отсеков;
- поиск компромиссов между необходимостью обеспечения безопасности для разного типа угроз, например, между требованиями контроля доступа и требованиями беспрепятственной эвакуации;
- снижение пожарной опасности светопрозрачных и комбинированных конструкций.

Результатом выполненного исследования явилось создание материала «Монокот» на основе гипсового ангидритового вяжущего. Этот состав обеспечивает защиту металлоконструкций от теплового воздействия пожара до R240 (т.е. конструкция сохраняет несущую способность в течение 240 мин) при толщине слоя не более 60 мм.

Покрытие устойчиво к воздействию вибрационных нагрузок и обладает высокими теплофизическими и эксплуатационными параметрами. Характеристики покрытия приведены в табл. 1.

Таблица 1

Характеристики огнезащитного покрытия «Монокот» на основе гипсового ангидритового вяжущего

<i>Наименование показателя</i>	<i>Значение</i>
Объемная масса покрытия, кг/м ³	260±20
Прочность на сжатие МПа, не менее	0,68
Прочность сцепления с основанием, МПа, не менее	0,16
Теплопроводность при 30 °С, Вт/м К, не более	0,04
Морозостойкость-по ГОСТ 28013	F50

Состав высокотехнологичен, может наноситься на защищаемую конструкцию слоем толщиной 15-20 мм за один проход. Использование гипсового вяжущего со специальными добавками позволяет оставлять затворенный водой состав в транспортных рукавах агрегатов для нанесения на время до 24 ч.

Низкая объемная масса покрытия обеспечивается введением в состав компонентов, способствующих его набуханию, а также технологией, предусматривающей распыление с частичным отверждением в процессе нанесения.

Огнезащитный состав «Монокот» на гипсовом вяжущем применяется в качестве конструктивной огнезащиты металлоконструкций для обеспечения высоких пределов огнестойкости, в том числе для металлоконструкций с малой приведенной толщиной металла, участвующих в общей геометрической неизменяемости высотных зданий и сооружений. В сочетании с покрывными защитно-декоративными красками состав может быть использован в условиях повышенной влажности.

Преимущество разработанного огнезащитного состава в сравнении с аналогичными напыляемыми составами заключается в его низкой объемной массе (260 кг/м³), что обеспечивает снижение нагрузки на несущие конструкции на 30-40% по сравнению с

применением аналогов. Помимо этого, первичное отверждение в течение 15 мин после нанесения позволяет при необходимости наносить состав для формирования второго слоя без промежуточной выдержки. Нанесение состава на конструкцию без применения специальной армирующей сетки, что обязательно при работе с составами повышенной объемной массы, обеспечивает технологичность процесса нанесения и снижение стоимости покрытия.

Уникальные свойства состава «Монокот» на гипсовом вяжущем позволяют применять его при строительстве высотных зданий, возводимых в сейсмически опасных районах. Испытания, проведенные по методике, изложенной в Стандарте организации ОАО «НИЦ «Строительство» СТО 36554501-031-2013 «Методика испытаний на соответствие требованиям пожарной безопасности строительных конструкций со средствами огнезащиты и систем противопожарной защиты, применяемых в районах с сейсмичностью более 6 баллов», подтвердили сохранение огнезащитных свойств состава после сейсмического воздействия 10 баллов по шкале MSK-64. Испытания проводились на полноразмерных образцах строительных металлоконструкций.

Оценочные испытания образцов с покрытиями на основе состава «Монокот» на гипсовом вяжущем, проведенные по методике, разработанной ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, подтвердили способность покрытия демпфировать колебания, возникающие в металлических каркасных несущих конструкциях. Применительно к высотному домостроению это имеет перспективу снижения затрат на создание соответствующих инженерных систем для подавления колебаний.

Составом «Монокот» на гипсовом вяжущем защищены несущие металлические конструкции высотного 74-этажного здания «Евразия» в комплексе «Москва-Сити», многофункционального 83-этажного здания «Лахта Центр» в комплексе зданий РАО «Газпром» в г. Санкт-Петербурге, олимпийских стадионов в г. Сочи и др. объектов.

Состав «Монокот» на гипсовом вяжущем разработан для условий «целлюлозного» пожара, который можно назвать стандартным.

Пожары по своему типу бывают двух видов: «целлюлозные» и «углеводородные». «Углеводородный» пожар реализуется при воспламенении горючих жидкостей, газов и твердых веществ, таких как бензин, керосин, нефть, природный газ и др. Этот тип пожара характеризуется большей интенсивностью нарастания среднеобъемной температуры, при этом тепловой поток составляет более 400 кВт/м², а температура повышается до 2000 °С в течение 6-8 мин.

С учетом особенностей «углеводородного» пожара разработан огнезащитный состав «Монокот» на цементном вяжущем, предназначенный для защиты металлоконструкций на нефтедобывающих, нефтеперерабатывающих производствах и других объектах специального назначения. Покрытие на основе данного состава обеспечивает предел огнестойкости конструкции не менее R240.

Состав представляет собой смесь минерального вяжущего на основе портландцемента с целевыми добавками и наполнителями. Покрытие обеспечивает сохранность эксплуатационных параметров в условиях открытой атмосферы. Срок службы покрытия — не менее 50 лет. Характеристики покрытия приведены в табл. 2.

Таблица 2

Характеристики огнезащитного покрытия «Монокот» на основе портланд-цемента с целевыми добавками и наполнителями

Наименование показателя	Значение
Объемная масса покрытия, кг/м ³	500±20
Прочность на сжатие МПа, не менее	1,3
Прочность сцепления с основанием, МПа, не менее	0,18
Теплопроводность при 30 °С, Вт/м К, не более	0,05
Морозостойкость по ГОСТ 28013	F50

Приготовление и нанесение состава осуществляется при помощи стандартных штукатурных агрегатов.

Таким образом, разработана серия огнезащитных составов «Монокот» для обеспечения предела огнестойкости до R240 для несущих металлических конструкций высотных зданий и объектов специального назначения, в том числе для условий «углеводородного» пожара и с учетом комплекса эксплуатационных требований.

Библиографический список

1. XXI век – вызовы и угрозы / Под общ. ред. В.А. Владимирова / ЦСИ ГЗ МЧС России. – М.: Ин-Октаво, 2005.
2. Россия в борьбе с катастрофами. Книга 2. XX век – начало XXI века / Под общ. ред. С.К. Шойгу. — М.: Деловой экспресс, 2007. .
3. *Рязанова Г.Н., Горелов С.А.* Анализ перспективных огнезащитных покрытий металлических конструкций / В сб. «Традиции и инновации в строительстве и архитектуре. Строительство».– Самара: Самарский государственный архитектурно-строительный университет, 2016.– С. 284-286..
4. *Барышников А.А., Горелов С.А., Мустафин Н.Ш.* Анализ перспективных огнезащитных покрытий металлических конструкций // Региональное развитие. – 2016. –№ 2. – С. 6.
5. *Бод К., Сэше М., Фонтэно С., Фрим А., Жуков Р.* Огнезащитные покрытия: последние разработки в функциональных покрытиях, которые спасают жизнь // Лакокрасочные материалы и их применение.–2017.– № 6.– С. 20-27..
6. *Кривцов Ю.В., Ладыгина И.Р., Колесников П.П.* Современные методы обеспечения огнестойкости стальных и железобетонных конструкций // Вестник НИЦ Строительство. — 2017. — №3(14). С. 134-143. 7. *Кривцов Ю.В.* Современные средства противопожарной защиты // Промышленное и гражданское строительство. — 2014. — №9. — С. 5-7.
7. *Кривцов Ю.В., Ламкин О.Б.* Пожарная безопасность уникальных высотных со-

оружений. / Сб. трудов 6-й Международной специализированной выставки «Пожарная безопасность XXI века» и 5-й Международной специализированной выставки «Охранная и пожарная автоматика» (Комплексные системы безопасности). – М.: Эксподизайн, ПожКнига, 2007. – С.195-202.

8. *Теребнёв В.В., Артемьев Н.С., Подгруппинский А.В.* Противопожарная защита и тушение пожаров. Книга 3: Здания повышенной этажности. – М.: Пожнаука, 2006.

9. *Мешалкин Е.А.* О противопожарной защите уникальных объектов // Пожарная безопасность в строительстве, Июнь 2007. — С.11-17.

10. *Хасанов И.Р.* Обеспечение пожарной безопасности высотных многофункциональных комплексов. // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. — 2006. — №8. — С.12-14.

11. Концептуальный подход к обеспечению пожарной безопасности высотных зданий. Современное высотное строительство: монография. — М.: ГУП «ИТЦ Москомархитектуры», 2007. – С. 361-373.

Авторы:

Юрий Владимирович КРИВЦОВ, д-р техн. наук, проф., руководитель Научного экспертного бюро пожарной, экологической безопасности в строительстве ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Yuri KRIVTSOV, D. Sci. (Engineering), Full Professor, Head of Scientific expert bureau of fire and ecological safety in construction of TSNIISK named after V.A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: krivtsov.cniisk@mail.ru

тел.: +7 (499) 174-74-31

Ирина Романовна ЛАДЫГИНА, канд. техн. наук, старший научный сотрудник, заместитель руководителя Научного экспертного бюро пожарной, экологической безопасности в строительстве ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Irina LADYGINA, Ph.D. (Engineering), Chief researcher, Deputy head of Scientific expert bureau of fire and ecological safety in construction TSNIISK named after V.A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: ladigina.cniisk@yandex.ru

тел.: +7 (499) 174-74-31

ВЛИЯНИЕ ВЫСОТЫ ЗОНЫ ФИБРОВОГО АРМИРОВАНИЯ НА ПРОЧНОСТЬ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ КАУТОНОВЫХ БАЛОК

INFLUENCE OF HIGH OF FIBER REINFORCEMENT ZONE ON THE STRENGTH OF NORMAL SECTIONS OF RUBCON BEAMS

А. В. ЛЕВЧЕНКО

Для изучения степени влияния на прочность нормальных сечений автор изготовил и испытал полимербетонные (каутонные) балки прямоугольного сечения с различной высотой зоны фибрового армирования. В результате проведенных исследований установлено, что высота зоны фибрового армирования влияет на прочность нормальных сечений, но в меньшей степени, чем процент продольного армирования. Ввиду того что слоистые фиброкаутонные изгибаемые элементы по своим прочностным показателям не превосходят фиброкаутонные изгибаемые элементы с фибровым армированием по всей высоте сечения и позволяют лишь уменьшить расход фибры на изделие, но при этом процесс их изготовления значительно сложнее, к применению в производстве они не рекомендуются.

Ключевые слова:

Балка, каутон; нормальные сечения, прочность, прямоугольное сечение, фибра, фиброкаутон

To study the effect of fiber on the strength of normal sections, we produced and tested polymer concrete (rubcon) beams of rectangular section with different heights of the dispersed reinforcement zone. As a result of the research, it was found that the height of the zone of dispersed reinforcement affects the strength of normal sections, but this effect is less than the percentage of longitudinal reinforcement. Also, due to the fact that the layered fibrorubcon bending elements do not exceed the fibrorubcon bending elements with dispersed reinforcement over the all height of the section, and only allow reducing the consumption of fibers for the product, at the same time the process of their manufacture is much more complicated, they are not recommended for use in production.

Keywords:

Beam, fiber, fibrorubcon, normal section, rectangular section, rubcon, strength

Введение

Применение полимербетонных строительных конструкций как альтернатива железобетонным элементам имеет ряд преимуществ, таких как повышенная прочность, трещиностойкость полученных конструкций ввиду более высоких физико-механических характеристик полимербетонов. Каутон – полимербетон на основе жидких каучуков, или, другими словами, каучуковый бетон, обладающий высокими прочностными характеристиками. На основании исследований свойств каучукового бетона [1], а также каучукового бетона с фибровым армированием (фиброкаутон) [2-4] были получены оптимальные составы смеси с добавлением фибры и без нее, которые представлены в далее.

Состав фиброкаутона

<i>Наименование компонентов</i>	<i>Содержание компонентов, мас. %</i>
Низкомолекулярный каучук СКДН-Н	8,2
Сера техническая	4,0
Тиурам-Д	0,4
Оксид цинка	1,2
Оксид кальция	0,4
Зола-унос ТЭЦ	7,8
Кварцевый песок	24,2
Щебень	52,8
Волокна из отхода металлокорда (фибра)	2,5

Состав каутона

<i>Наименование компонентов</i>	<i>Содержание компонентов, мас. %</i>
Низкомолекулярный каучук СКДН-Н	8,2
Сера техническая	4,0
Тиурам-Д	0,4
Оксид цинка	1,2
Оксид кальция	0,4
Зола-унос ТЭЦ	7,8
Кварцевый песок	24,2
Щебень	55,3

В работе [3] установлено оптимальное значение отношения длины фибр из волокон металлокорда, соответствующего ГОСТ 14311-85, к его диаметру ($l/d = 100$) для обеспечения наилучших прочностных характеристик и удобоукладываемости смеси. В рассматриваемом случае диаметр волокна составляет 0,3 мм.

Важно отметить, что в составе фиброкаутон применяются отходы промышленного производства, такие как зола уноса и волокна металлокорда, а также техническая сера,

что свидетельствует о перспективности применения такого полимербетона как материала, способствующего решению проблемы утилизации крупнотоннажных отходов различных отраслей промышленности.

Необходимо также отметить, что уже существует ряд нормативных документов, часть которых базируется на зарубежной литературе (например, ГОСТ Р 57345-2016, основанный на европейском стандарте EN 206), устанавливающих требования к цементным фибробетонам. Европейская ассоциация по готовым бетонным смесям (ERMCO) в 2012 г. подготовила руководство по изготовлению фибробетона «Guidance to fibre concrete – Properties, Specification and Practice in Europe». В СП 52-104-2006* «Сталефибробетонные конструкции» и в СП 297.1325800.2017 «Конструкции фибробетонные с неметаллической фиброй. Правила проектирования» также содержатся рекомендации по учету работы фибрового армирования при расчете строительных конструкций из цементных бетонов. Указанное свидетельствует о перспективности исследований влияния фибрового армирования на прочностные характеристики полимербетонов, так как такой способ армирования позволяет увеличить прочность материала на растяжение, а также жесткость конструкции в целом.

Экспериментально установлено, что прочность фиброкаутона соответствует классу высокопрочных бетонов, однако модуль упругости каутонa отвечает модулю упругости обычных бетонов, что видно из табл. 1.

Таблица 1

Физико-механические характеристики бетонов

<i>Свойства</i>	<i>Фиброкаутон</i>	<i>Каутон</i>
Прочность при сжатии, МПа	90	80
Прочность при растяжении, МПа	12-13	9-11
Модуль упругости, МПа	29000-30000	26000-27000
Коэффициент Пуассона	0,3	0,3

При этом нужно отметить, что модуль упругости существенно влияет на жесткость изгибаемых элементов, выполненных из рассматриваемого полимербетона, что также отражено в работах [5-9]. В работе [10] определены оптимальные области применения сжатых элементов из каучукового бетона. Предпосылки для изучения фиброкаутонных изгибаемых конструкций представлены в работах [11,12].

Отличительным свойством каучукового бетона является его практически универсальная химическая стойкость. Из анализа исследований, проведенных В.А. Чмыховым [13], вытекает, что значение коэффициента химической стойкости каутонa в водной среде практически равно единице. Более подробные значения коэффициентов химической стойкости к средам различного типа представлены в табл. 2.

Таблица 2

Коэффициенты химической стойкости каутона [13]

Вид агрессивной среды	Коэффициент химической стойкости	
	после 1 года экспонирования	прогнозируемый через 10 лет
20%-ный раствор серной кислоты	0,95	0,95
3%-ный раствор азотной кислоты	0,8	0,7
10%-ный раствор лимонной кислоты	0,9	0,8
20%-ный раствор едкого натрия	0,95	0,95
10%-ный раствор едкого калия	0,8	0,65
Насыщенный раствор хлористого натрия	0,9	0,8
Дизельное топливо	0,95	0,95
Вода	1,0	0,99

Из анализа табл. 2 следует, что конструкции, изготовленные из рассматриваемого полимербетона, можно эксплуатировать в большинстве агрессивных сред действующих на предприятиях, значительно увеличивая при этом межремонтные сроки по сравнению с традиционными материалами, такими как сталь и бетон.

Экспериментальная часть

Для изучения влияния высоты зоны фибрового армирования на прочность каутоновых изгибаемых элементов смешанного армирования были изготовлены и испытаны балки прямоугольного сечения с геометрическими параметрами 60×120 мм, расчетная длина 120 см. В качестве одного из варьируемых параметров была выбрана высота зоны фибрового армирования $h_f = 0; 90; 120$ мм., т.е. без фибрового армирования, с фибровым армированием только растянутой зоны и с фибровым армированием по всей высоте сечения. Геометрические параметры балок были назначены на основании анализа литературных источников [5-9]. Следует отметить, что фибра располагается хаотично. Это обусловлено тем, что микротрещины могут образовываться не только в плоскости действия изгибающего момента. Балки были испытаны на чистый изгиб, и такая схема испытания также соответствует работам, посвященным исследованию работы изгибаемых элементов под нагрузкой [5-9]. Схема испытания экспериментальных балок приведена на рис. 1. В работах [14-18] изгибаемые элементы также испытывают по данной схеме.

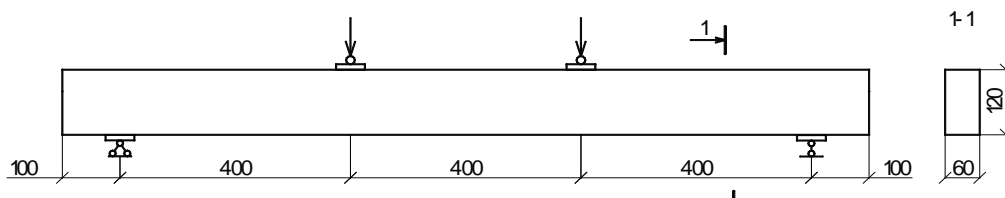
**Рис. 1.** Схема испытания

Схема расположения фибрового армирования и продольного армирования каутоновых балок приведены на рис. 2-4.



Рис. 2. Схема армирования каутоновых балок без фибрового армирования



Рис. 3. Схема армирования каутоновых балок с фибровым армированием на $\frac{3}{4}$ высоты сечения



Рис. 4. Схема армирования каутоновых балок с фибровым армированием по всей высоте сечения

За разрушающую была принята нагрузка, при которой арматурным стержнем достигается предел текучести. Испытания проводились на аттестованном оборудовании в центре коллективного пользования (ЦКП), расположенном в ВГТУ.

В результате проведенного эксперимента были получены значения предельных изгибающих моментов в зависимости от высоты зоны фибрового армирования, которые сведены в табл. 3.

Таблица 3

Значения предельных изгибающих моментов

Шифр	h_f , мм	A_s , см ²	M_{ult} , кНм
БПК-0	0	0,0	1,9
БПК-8	0	0,503	2,96
БПК-12	0	1,131	5,8
БПК 2×12	0	2,26	10,3
БПК-2×14	0	3,08	14
БПК-2×16	0	4,02	15,32
БПКФ-0	90	0,0	2,3
БПКФ-8	90	0,503	3,67
БПКФ-12	90	1,57	6,3
БПКФ-2×12	90	2,26	10,87
БПКФ-2×14	90	3,08	14,80
БПКФ-2×16	90	4,02	16,40
БПФ-0	120	0,0	2,5
БПФ-8	120	0,503	3,78

Шифр	h_f , мм	A_s , см ²	M_{ult} , кНм
БПФ-12	120	1,131	6,77
БПФ-2×12	120	2,26	11,28
БПФ-2×14	120	3,08	15,10
БПФ-2×16	120	4,02	17,52

Примечание: A_s — площадь стержневого армирования; h_f — высота зоны фибрового армирования; M_{ult} — разрушающий изгибающий момент

На рис. 5 приведены графики зависимости изгибающего момента, возникающего в балках с одинаковым содержанием арматуры, при разрушении, от высоты слоя фибрового армирования.

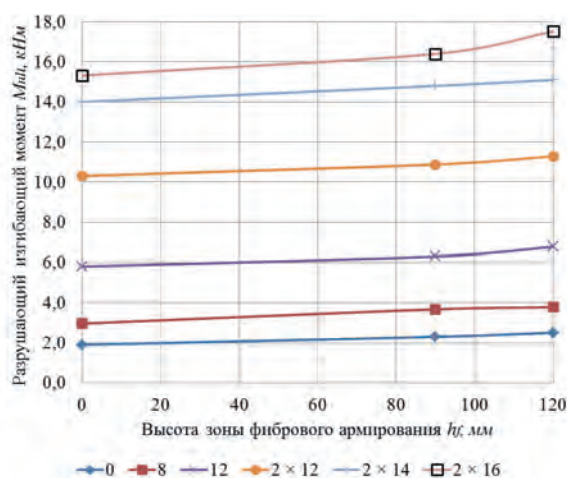


Рис. 5. График зависимости величины разрушающих изгибающих моментов от высоты слоя фибрового армирования

Как показали исследования, изложенные в статье [12], основным фактором, влияющим на прочность нормальных сечений каутоновых изгибаемых элементов, является процент продольного армирования. Однако из анализа рис. 5, где изображены графики зависимости прочности нормальных сечений каутоновых балок смешанного армирования от высоты слоя фибрового армирования, видно, что высота зоны фибрового армирования также оказывает влияние на несущую способность, что соответствует выводам, сделанным в статье [19], но это влияние меньше, чем у процента продольного армирования.

Анализ результатов испытания

Разрушение фиброкаутоновых изгибаемых элементов с расположением фибры только в растянутой зоне происходило аналогично фиброкаутоновым балкам с расположением фибры по всей высоте сечения. В диапазоне значений площади стержневого армирования от 0,503 до 4,02 см² разрушение происходило по растянутой зоне при достижении арматурой предела текучести, а балки с площадью стержневого армиро-

вания $4,02 \text{ см}^2$ работали как перearмированные элементы, и разрушение произошло в результате достижения полимербетоном сжатой зоны предела прочности на сжатие. Для дальнейшего увеличения несущей способности фиброкаутоновых изгибаемых элементов с расположением фибры только в растянутой зоне при значении площади стержневого армирования больше $3,08 \text{ см}^2$ необходимо армировать сжатую зону. Разрушение фиброкаутоновых элементов с расположением фибры на $\frac{3}{4}$ высоты сечения и площадью стержневого армирования $4,02 \text{ см}^2$ по сжатой зоне, в отличие от балок без фибрового армирования и балок с расположением фибры по всей высоте сечения с аналогичным содержанием арматуры, обусловлено тем, что волокна металлокорда выступают в качестве дополнительного армирования, тем самым повышая прочность растянутой зоны элемента, при этом прочность материала сжатой зоны ниже прочности фиброкаутонна в аналогичных балках с фибровым армированием по всей высоте сечения.

Заключение

Из графиков зависимости прочности нормальных сечений каутоновых балок от высоты зоны фибрового армирования видно, что увеличение толщины слоя дисперсного армирования повышает прочность нормальных сечений. Очевидно, что этот фактор оказывает незначительное влияние на прочность нормальных сечений рассматриваемых балок по сравнению с процентом продольного армирования. С увеличением высоты зоны фибрового армирования каутонна с 0 до 12 см для балок с процентом армирования 0,8% ($A_s = 0,503 \text{ см}^2$) показатель прочности нормальных сечений увеличивается на 28%, для балок с $\mu = 6,26\%$ ($A_s = 4,02 \text{ см}^2$) показатель прочности нормальных сечений — на 14%. Несущая способность изгибаемых элементов с фибровым армированием только растянутой зоны выше подобных каутоновых балок. Это объясняется тем, что растягивающие усилия с момента образования трещины воспринимаются не только арматурным стержнем, но и волокнами металлокорда. Фибровое армирование также повышает момент трещинообразования, тем самым увеличивая продолжительность совместной работы арматурного стержня с материалом растянутой зоны, т.е. растягивающие напряжения, возникающие в нормальном сечении, перераспределяются на арматурный стержень позже, чем в балках без фибрового армирования. Однако ввиду того что слоистые фиброкаутоновые изгибаемые элементы по своим прочностным показателям не превосходят фиброкаутоновые изгибаемые элементы с фибровым армированием по всей высоте сечения и позволяют лишь уменьшить расход фибры на изделие, при этом процесс их изготовления значительно сложнее, к применению в производстве они не рекомендуются.

Библиографический список

1. *Figovsky O., Beilin D., Blank N., et al.* Development of polymer concrete with polybutadiene matrix // *Cement and Concrete Composites*. — Vol. 6. — №18. — 1996. — P. 437-444.
2. *Figovsky O.* New polymeric matrix for durable concrete / *Proceedings of the Interna-*

tional Conference on Cement Combinations for Durable Concrete, 2005. — P. 269-276.

3. *Панфилов Д.В.* Дисперсно-армированные строительные композиты на основе полибутадиенового олигомера: дис. ... канд. техн. наук Дмитрий Вячеславович Панфилов. Воронеж, 2004.

4. *Борисов Ю.М., Панфилов Д.В., Капитанов С.В., Юдин Е.М.* Дисперсно-армированные строительные композиты // Строительная механика и конструкции. — 2010.— № 2 (5). — С. 32-37.

5. *Нгуен Фан Зуй.* Двухслойные каутоно-бетонные изгибаемые элементы строительных конструкций: дис. ... канд. техн. наук. Воронеж, 2010.

6. *Борисов Ю.М., Поликутин А. Э., Нгуен Фан Зуй.* Напряженно-деформированное состояние нормальных сечений двухслойных каутоно-бетонных изгибаемых элементов строительных конструкций // Научный вестник ВГАС «Архитектура и строительство». — Воронеж. — 2010. я № 2. — С. 18-24.

7. *Pinaev S. A. et al.* Application of Polymer-cement Corrosion Protection for Different Strength Concrete of Reinforced Concrete Elements / IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 463, <https://doi.org/10.1088/1757-899X/463/3/032012> (2018).

8. *Potapov Y. B., Pinaev S. A., Arakelyan A. A., Barabash A. D.* Polymer-cement material for corrosion protection of reinforced concrete elements, Solid state phenomena. 2016. №871. P. 104 - 109.

9. *Potapov Y., Polikutin A., Panfilov D., Okunev M.* Comparative analysis of strength and crack resistance of normal sections of bent elements of T-sections, made of rubber concrete, cauton reinforcement and concrete / MATEC Web of Conferences. 2016. №73. <https://doi.org/10.1051/mateconf/20167304018>

10. *Пинаев С.А.* Короткие сжатые элементы строительных конструкций из эффективного композита на основе бутадиенового полимера: дис. ... канд. техн. наук. Сергей Александрович Пинаев. Воронеж, 2001.

11. *Polikutin A. E. et al.* Experimental Research of the Durability, Crack Resistance of the Normal Sections of Bending Elements Produced of Rubber Concrete with Fiber and their Deformability / Materials Science Forum. — 2018. — № 931. — P. 232-237.

12. *Поликутин А.Э., Потанов Ю.Б., Левченко А.В.* Экспериментальные исследования влияния дисперсного армирования на прочность нормальных сечений изгибаемых элементов из каутона // Известия высших учебных заведений. Строительство. — Новосибирск. — 2018. — №8. — С. 28-35

13. *Чмыхов В. А.* Сопротивление каучукового бетона действию агрессивных сред: дис. ... канд. техн. наук. Виталий Александрович Чмыхов. Воронеж, 2002.

14. *Fangping Liu, Jianting Zhou.* Experimental Research on Fatigue Damage of Reinforced Concrete Rectangular Beam // KSCE Journal of Civil Engineering, 2018. — №9. — С. 3512-3523

15. *Yang I.-H. Joh C., Kim K.-C.* A Comparative Experimental Study on the Flexural Behavior of High-Strength Fiber-Reinforced Concrete and High-Strength Concrete Beams // Advances in Materials Science and Engineering. — 2018. — №7390798.

16. *Lili Sui, Qianli Zhong, Kequan Yu, Feng Xing, Pengda Li, Yingwu Zhou.* Flexural

Fatigue Properties of Ultra-High Performance Engineered Cementitious Composites (UHP-ECC) Reinforced by Polymer Fibers // *Polymers*. — 2018. — №8. — P. 892.

17. *Chen S., Zhang R., Jia L.-J., Wang J.-Y.* Flexural behavior of rebar-reinforced ultra-high-performance concrete beams // *Magazine of Concrete Research*. — 2018. — №19. — P. 997-1015.

18. *Travush V.I. Konin D.V., Krylov A.S.* Strength of reinforced concrete beams of high-performance concrete and fiber reinforced concrete // *Magazine of Civil Engineering*. — 2018. — №1. — P. 90-100.

19. *Корнеев А.М., Бузина О.П., Суханов А.В.* Детерминированная математическая модель и алгоритм анализа напряженно-деформированного состояния изгибаемых элементов с дискретными волокнами // *Современные наукоемкие технологии*. — 2016. — № 9. — С. 57-62.

Автор

Артем Владимирович ЛЕВЧЕНКО, аспирант кафедры «Строительные конструкции, основания и фундаменты им. проф. Ю.М. Борисова» Воронежского государственного технического университета, Воронеж

Artem LEVCHENKO, Postgraduate student of Building Constructions, Bases and Foundations named after Professor Yu.M. Borisov of Voronezh State Technical University (VSTU), Voronezh

e-mail: Alevchenko@vgasu.vrn.ru

КИРПИЧНЫЕ ФАСАДЫ. 20 ЛЕТ ЭКСПЛУАТАЦИИ

FACADES WITH BRICK FACING MASONRY. 20 YEARS OF OPERATION

М. О. ПАВЛОВА, канд. техн. наук

В. А. ЗАХАРОВ

С. В. КУШНИР

И. В. СТУЛЬЕВА

В статье анализируется опыт эксплуатации фасадов зданий с кирпичной облицовкой за последние 20 лет. Наружные стены из сплошной кирпичной кладки перестали отвечать требованиям по энергоэффективности с 1997 г., и в практику строительства начали внедряться ненесущие многослойные конструкции из кирпича с энергоэффективным утеплителем. СП 15.13330 «Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81» [1] не распространялся на подобные конструкции [13].*

Основная проблема, рассматриваемая в статье, связана с необходимостью разработки нормативных документов для проектирования и дальнейшей эксплуатации кирпичной облицовки на фасадах зданий с целью обеспечения их эксплуатационной надежности.

Ключевые слова:

Многослойные конструкции, облицовочный слой, фасад здания, фасадные конструкции, эксплуатационная надежность

The operating experience of facades of buildings with brick cladding over the past 20 years is analyzed. Exterior walls of solid brickwork have ceased to meet energy efficiency requirements since 1997, and non-load-bearing, multi-layered brick structures with energy-efficient insulation began to be introduced into construction practice. SP 15.13330 'Stone armo-stone structures' do not apply to such structures.

The main problem addressed in this article is how to avoid problems in the design and further operation of brick cladding on the facades of buildings and what regulatory documents for these structures should be developed.

Keywords:

Building's facade, facade structures, facing layer, multilayer structures, operational reliability

В практике строительства, широко применяются фасадные конструкции с облицовкой из кирпича и штучных элементов. Каменные конструкции из сплошной кладки перестали отвечать требованиям по энергоэффективности с 1997 г., в практику строительства стали внедряться ненесущие многослойные конструкции из кирпича с энергоэффективным утеплителем. Началось массовое строительство кирпично-монолитных зданий (рис.1-2).



Рис. 1. Кирпично-монолитное здание



Рис. 2. Здание с кирпичной облицовкой



Рис 3. Неповторимая конфигурация фасада

В последние годы в архитектуре фасадов прослеживаются следующие тенденции:

- общее снижение толщины наружных стен и, как следствие, уменьшение толщины защитно-декоративного слоя из кирпича с 120 до 50 мм;
- криволинейная конфигурация фасада, замысловатые архитектурно-декоративные

элементы из кирпича, «вертикализм» в разрезе, которые придают неповторимое величие фасадам зданий (рис. 3);

- витражные конструкции «в пол», несимметричное поэтажное расположение оконных проемов;

- наличие узких простенков;

- увеличение высоты зданий до 100 м и более.

За последние 20 лет эксплуатации зданий с кирпичной облицовкой, возведенных в период 1998-2016 гг., практически все наружные стены имеют повреждения лицевого слоя из кирпича толщиной 120 мм [12] (рис. 4-6).



Рис. 4. Трещина в лицевом кирпичном слое

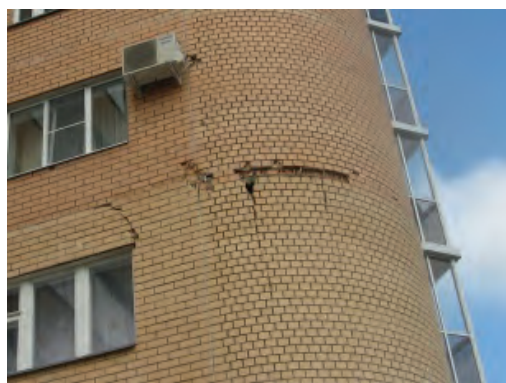


Рис. 5. Трещина и выпадение кирпича из лицевого слоя



Рис. 6. Повреждение кирпичной облицовки на фасаде

Нормы проектирования подобных конструкций начали разрабатываться после 2009 г.

Проектирование до 2009 г. велось на основе опыта проектных организаций, низкого уровня слоистых конструкций, понимания процессов, влияющих на эксплуатационную надежность, и по каталогам МТСК, содержащим архитектурные чертежи. Предлагаемые в проекте опорные подконструкции устройства облицовки изготавливали на строительной площадке (рис. 7).

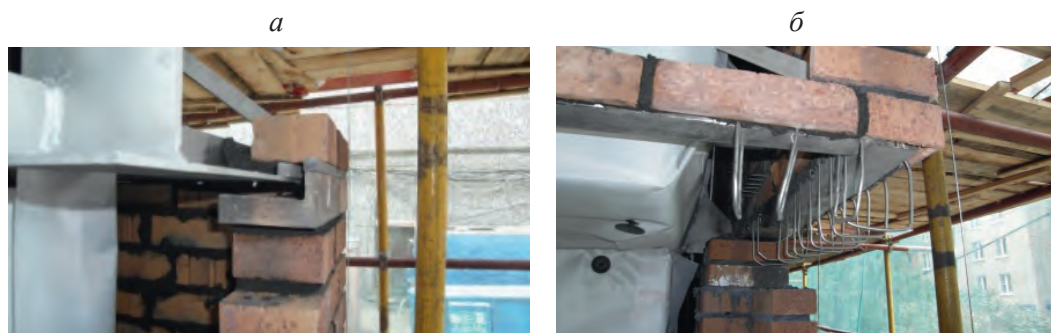


Рис. 7. Производство работ при устройстве кирпичной облицовки на фасаде

Это были конструкции, которые возводились с поэтажным опиранием внутреннего слоя и сплошным лицевым слоем из кирпича, с опорой через этаж и более в уровне перекрытий.

С 2004 г. участились случаи обрушения подобных конструкций с кирпичной облицовкой на фасадах зданий (рис. 8, 9). В связи со сложившейся ситуацией (многочисленные повреждения, трещины, обрушения кладки) было введено ограничение на применение подобных конструкций на объектах городского заказа [2, 13].



Рис. 8. Обрушение кирпичной облицовки

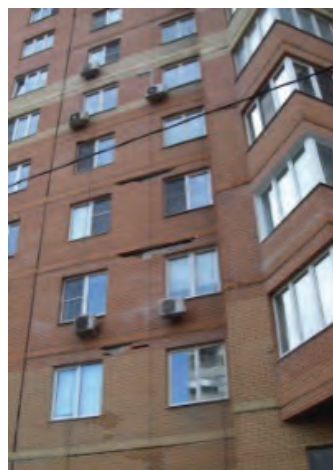


Рис. 9. Выпадение кирпичей из кирпичной облицовки фасада

Проектные организации направляли техническую документацию в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, разработчику СНиП П-22-81* «Каменные и армокаменные конструкции», на рассмотрение и получение замечаний, предложений по переработке технических решений устройства облицовочного слоя из кирпичной кладки, толщиной 120 мм. Однако требования СНиП не распространялись на подобные конструкции устройства

облицовки наружных стен зданий.

По результатам актуализации СНиП II-22-81* в 2013 г. выпущен обновленный СП 15.13330 «Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81*» [1]. В него внесены конструктивные требования к наружным многослойным конструкциям из кирпича. Требования СП 15.13330 позволяют проектировать в качестве наружных стен многоэтажных зданий ненесущие многослойные конструкции из кирпича с поэтажным опиранием на междуэтажные перекрытия внутреннего и наружного (лицевого) слоев толщиной 120 мм (рис. 10).



Рис. 10. Многослойная конструкция с поэтажным опиранием

Требования относятся к типовым конструкциям, не включают многообразие форм фасадов, индивидуальные архитектурные решения проектировщиков и разработчиков (наличие эркеров, карнизов, уклоны облицовки и т.д.).

Многообразие новых фасадных конструкций не позволяет включить все конструкции в один нормативный документ. В настоящее время навесные фасадные конструкции с кирпичной облицовкой, толщиной 65–120 мм проектируются системодержателями. Опирание декоративного слоя может выполняться на железобетонные перекрытия или на систему металлических направляющих.

Следует различать термины **фасадные конструкции** с облицовочным слоем из кирпича (ТИП 1) и **фасадная система** с кирпичной облицовкой (ТИП 2).

В связи с отсутствием в СП [1] положений по проектированию подобных конструкций, возводимых по индивидуальным проектам, основными обосновывающими документами являются Техническое свидетельство (ТС) и комплект документации системодержателя (комплект испытаний с определением прочности и деформативности узлов системы и оценка совместной работы элементов, входящих в навесную фасадную систему (НФС), альбом технических решений, технологические регламенты на монтаж, эксплуатацию и ремонт), подтверждающий заявленные характеристики НФС.

Учитывая данные Европейских норм, опыт проектирования в период 2009–2018 гг. [12] и результаты проведенных лабораторных исследований, опыт эксплуатации и результаты обследования возведенных конструкций, статистические данные о видах и характере дефектов и повреждений облицовочного слоя, был сделан вывод о том, что

работа облицовки и надежность конструкций вплотную связаны с толщиной облицовочного слоя, способом ее закрепления, архитектурными особенностями фасадов и другими факторами и зависит от сочетания этих факторов на объекте.

Необходимо разделять понятия «кирпич» и «облицовочное изделие». В зависимости от толщины облицовочного слоя, по данным исследований, проведенных в Лаборатории надежности фасадов и теплоизоляционных фасадных систем ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, была предложена следующая классификация (табл. 1).

Таблица 1

Классификация видов облицовки в зависимости от толщины облицовочного слоя

<i>Вид облицовки</i>	<i>Толщина, мм</i>	<i>Описание устройства облицовочного слоя</i>	<i>Пример</i>
«Кирпичная облицовка»	90-120	Из кирпича с опиранием на кронштейны заводского изготовления из нержавеющей стали с закреплением облицовки к несущим конструкциям гибкими связями на высоту яруса	 <p>Рис. 11. Устройство опирания кирпичной облицовки на кронштейны</p>
«Штучные облицовочные изделия»	50-89	С закреплением поля облицовки к вертикальным направляющим	 <p>Рис. 12. Пример применения штучных облицовочных изделий 50-89 мм</p>
«Плитка»	менее 50	С закреплением каждого ряда на металлических направляющих и связях	 <p>Рис. 13. Пример применения плитки 50 мм с закреплением каждого ряда на металлических направляющих</p>

Основные типы облицовочных конструкций из кирпича представлены в табл. 2.

Таблица 2

Основные типы облицовочных конструкций из кирпича

Наименование	Описание	Пример
<p>ТИП 1 Фасадные конструкции</p>	<p>Лицевой слой в составе многослойных ограждающих конструкций, история применения которых начинается с 1997 г. и которые, претерпев изменения, дошли до наших дней в виде конструкций с поэтажным опиранием на междуэтажные перекрытия, (конструкции выполняются по СП 15.13330)</p>	 <p>Рис. 14. Лицевой кирпичный слой. Конструкция выполнена по СП 15.13330</p>
<p>ТИП 2 Фасадная система</p>	<p>Лицевой облицовочный слой на металлических подконструкциях. Применение ТИП 2 широко вошло в практику строительства с 2012 г. Это СИСТЕМА, состоящая из облицовочных материалов, которые крепятся на стальном каркасе к несущему слою стены или к перекрытиям, внутри конструкции свободно циркулирует воздух.</p>	 <p>Рис. 15. Лицевой облицовочный слой выполнен на металлических подконструкциях</p>

При разработке фасадной системы с кирпичной облицовкой (ТИП 2) над обосновывающей документацией трудятся разработчики системы – системодержатели, архитекторы, конструкторы, инженеры и технологи. Новые конструкции и материалы рассматриваются в научных лабораториях, проводятся испытания основных типовых узлов. Разрабатываются регламенты по обслуживанию, ремонту и эксплуатации конструкций. Выдаются документы по возможности применения конструкций (технические заключения, технические свидетельства ТС).

Фасадную систему проектируют на основе ТС ФАУ «ФЦС», Альбома технических решений (АТР), методических документов и регламентов системодержателя. Фасадная система представляет собой совокупность специально подобранных элементов. Основ-

ные различия между фасадной системой (ТИП 2) и фасадной конструкцией (ТИП 1) приведены в табл. 3.

Таблица 3

Фасадная конструкция и фасадная системы. Основные различия

<i>Фасадная конструкция ТИП 1</i>	<i>Фасадная система (НФС) ТИП 2</i>
состоит из нетиповых элементов	состоит из типовых элементов
просчитана	просчитана
не обоснована	обоснована
не испытана	испытана
не подтверждена	подтверждена
не апробирована	апробирована
проектируется по правилам СП (при наличии)	проектируется по альбому технических решений (АТР)
не согласовывается	согласована
эксплуатируется без регламента	эксплуатируется по регламенту
ремонтируется с проблемами или не ремонтируется вовсе	ремонтируется по методике

Конструкции с кирпичной облицовкой (ТИП 1) с 2000 г. стали самыми проблемными на российской строительном рынке. Они могут возводиться и проектироваться и без привязки к фасадным системам, без обосновывающей документации, без технического свидетельства (ТС) т.е. проектирование до 2013 г. велось по СП 15.13330 «Каменные и армокаменные конструкции», который **не включал** в себя правила проектирования облицовки из кирпича на отnose от стены.

Возможность применения конструкций на объектах строительства определяется проектной организацией, т.е. компетенцией проектировщика в области проектирования, при этом нормативные документы, определяющие правила применения той или иной опорной конструкции крепления кирпичной кладки для объекта проектирования, отсутствовали.

Требования к качеству готовой поверхности защитно-декоративного слоя в составе НФС (ТИП 2) значительно выше и обеспечиваются гарантийными обязательствами разработчика системы.

Контроль качества готовой поверхности обычно осуществляется на основе СП 70.13330.2012 «Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87» [3], и учитываются строительные допуски, внесенные в СП к изготовлению монолитных конструкций. Как показала практика, отклонения готовой облицовываемой поверхности с учетом допусков затрудняют монтаж защитно-декоративной конструкции без доработки конструкций **«по месту»**, так как точность строительных допусков на монтаж/изготовление несущих конструкций значительно превышает допуски устройства облицовки.

СП 70.13330.2012 [3] не позволяет возвести конструкцию НФС без разработки

специальной документации – Регламента по монтажу защитно-декоративных конструкций из кирпича на фасадах зданий с учетом архитектуры объекта, применяемых конструкций и назначения допусков на монтаж конструкций.

Обоснование возможности применения того ли иного способа крепления защитно-декоративного слоя на основе наличия только Технического свидетельства ФАУ «ФЦС» недостаточно.

Фасадные конструкции (ТИП 1) проектируют по СП 15.13330 [1], принимают на стадии П (Проектная документация). При этом расчеты и испытания не проводятся, так как это не «фасадная система».

Технические решения по устройству фасадных конструкций разрабатываются чаще всего для конкретного объекта и носят разовый характер. Материалы принимаются на усмотрение проектной организации, исходя из бюджета Заказчика. Обычно проект сводится к узлу опирания облицовки на перекрытия (или металлические уголки). Узлы сопряжения с другими НФС, с проемами и конструкции на углах и карнизах не прорабатываются, деформационные швы как вертикальные, так и горизонтальные не вносятся в проектную документацию.



Рис. 16. Увеличенный откос от стены

Поскольку это не фасадная система, правила эксплуатации не прописываются, а принимаются как у конструкций с облицовкой (при этом величина откоса от стены может достигать 1 м) (рис. 16). Межремонтные периоды таких «кирпичных фасадов» принимаются по ВСН 58-88р «Положение об организации и проведении реконструкции, ремонта и технического обслуживания зданий, объектов коммунального и социально культурного значение» [9], без учета особенности и сложности архитектурных форм фасадов.

После завершения строительства гарантийные обязательства строительной компании и Заказчика составляют 5 лет. Через 5 лет объект переходит на баланс управляющей

компаний.

Однако срок службы здания значительно превышает 5 лет и составляет 100 лет и более. Проблемы фасадных конструкций становятся проблемами управляющей компании и инженеров эксплуатирующей организации, которые получают в свое ведение новые, экспериментальные конструкции, правила эксплуатации на которые не разработаны.

Свою лепту по «разрушению» жилища вносят собственники жилых помещений. С развитием монолитного домостроения появились квартиры со «свободной планировкой», что позволяет собственникам квартир планировать жилое пространство на свое усмотрение. При этом может происходить увеличение нагрузки на несущие конструкции сверх допустимых по проекту при замене перегородок из легких материалов на перегородки из тяжелых материалов, размещения дополнительного оборудования в помещениях. Устройство проемов, вырубка ниш, пробивка отверстий в стенах-пилонах и колоннах, а также в местах расположения связей между сборными элементами, создание и изменение формы оконных и дверных проемов во внешних ограждающих конструкциях ведут к ослаблению несущей способности элементов конструкций дома.

Специалисты Лаборатории надежности фасадов и теплоизоляционных фасадных систем (ЛНФ) ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко часто сталкиваются с проблемами повреждений на фасадах зданий, запроектированных до 2009 г., где нет деформационных швов, нет защиты кирпичной кладки от влаги, недостаточное количество установленных для соединения облицовки и стены здания связей, не проработаны сопряжения, висят кондиционеры на облицовке или отсутствует опирание кирпичной облицовки на несущие элементы, жильцы сносят внутренний слой стен и срезают связи.

К основным причинам появления повреждений следует отнести:

1. Отсутствие опыта эксплуатации подобных конструкций в российских условиях (конструкция «пришла» из Европы, где преобладают положительные температуры в течение года).
2. При проектировании конструкций облицовки не учитываются архитектурные особенности фасадов (образуются «снеговые мешки» или наледь; относ декоративных элементов от несущей стены выполняется больше допустимого, иногда с уклоном из плоскости стены).
3. Нарушение технологии производства работ. Слои стены (облицовочный и внутренний) должны возводиться одновременно, что на практике нарушается.
4. Брак при производстве работ. Прорезь в элементе облицовки под крепление связи превышает само крепление в 20 раз, имеет место нарушение соосности при установке элементов кладки, связей и кронштейнов, кронштейны вынимаются руками из стены.
5. Непродуманные технические решения наружных стен. Узкие, отдельно стоящие простенки (250 мм и менее), к которым закрепить облицовку без дополнительных мер не представляется возможным. Конструкция парапета кровли не учитывает атмосферные явления и особенности регионального строительства.
6. Замену материалов на строительной площадке. Согласованные в проекте конструкции при производстве работ изменяют с учетом имеющихся на стройке ма-

териалов. Например, уменьшение плотности ячеистого бетона с проектного Д600 до «объектного» Д300; несущие металлического каркаса для крепления защитно-декоративного слоя НФС заменяются профилями для крепления гипсокартона. При проектировании строительные проектные компании руководствуются следующими нормативными документами:

- СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81* (с Изменениями N 1, 2) [1];
- СП 327.1325800.2017 Стены наружные с лицевым кирпичным слоем. Правила проектирования, эксплуатации и ремонта [4];
- СТО 36554501-013-2008 Методы расчета лицевого слоя из кирпичной кладки наружных облегченных стен с учетом температурно-влажностных воздействий [6].

Но эти документы не распространяются на навесную фасадную систему НФС (ТИП 2).

Для применения НФС на объекте строительства в настоящее время необходимы Техническое свидетельство (ТС) с технической оценкой (ТО); Альбом технических решений, методические документы и регламенты на техническое обслуживание и эксплуатацию.

При эксплуатации зданий специалисты эксплуатирующих и управляющих компаний руководствуются следующими документами:

- Постановление Госстроя РФ от 27 сентября 2003 г №170 (Об утверждении правил и норм технической эксплуатации жилищного фонда) [7];
- Закон № 30 г. Москвы от 13.11.1996 г. (Об установлении нормативов об эксплуатации жилищного фонда г. Москвы и контроля за их соблюдением) [8];
- ВСН 58-88р «Положение об организации и проведении реконструкции, ремонта и технического обслуживания зданий, объектов коммунального и социально культурного значения» [9];
- ВСН 57-88(р) «Положение по техническому обследованию жилых зданий» [10];
- ВСН 53-86(р) «Правила оценки физического износа жилых зданий» [11];
- СП 255.1325800.2016 «Здания и сооружения. Правила эксплуатации. Основные положения» [5].

Однако указанные документы на фасадные конструкции на НФС не распространяются.

Порядок, состав и сроки технического обслуживания при эксплуатации должны содержаться в томе технической эксплуатации фасадных конструкций, который должен быть разработан управляющей компанией. Но на практике документ не разрабатывается.

Все перечисленные факторы ведут к возникновению дефектов в лицевых слоях кирпичной кладки защитно-декоративных конструкций на уже построенных зданиях.

На основе накопленной статистики, проведенных исследований и испытаний [14] специалистами лаборатории надежности фасадов и теплоизоляционных фасадных систем ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко была адаптирована зарубежная методика по ремонту кирпичной облицовки фасадов зданий на основе гибких ремонтных связей, которая была

опробована на объектах Москвы и в разных климатических зонах в городах Российской Федерации в период 2008–2018 гг. Методика учитывает конструктивные особенности здания, применяемые материалы, разрабатывается индивидуально для каждого случая и успешно применяется в практике строительства.

Выводы:

1. За 20 лет опыт проектирования и эксплуатации конструкций с кирпичной облицовкой не был систематизирован в нормативные документы. Сотрудники ЛНФ ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко неоднократно подавали заявки на разработку нормативных документов на эту тему, но не встречали поддержку.
2. Для создания единых правил проектирования НФС и единых критериев оценки проектных решений считаем необходимым разработать СП на проектирование «Навесных фасадных систем с защитно-декоративным слоем толщиной от 50 мм, выполняемым на металлических подконструкциях, в составе НФС». При этом следует ежегодно проводить актуализацию документа с расширением области применения НФС, с учетом статистики и возникновения новых материалов и конструкций.
3. При разработке нормативной документации следует учитывать, что нормы для НФС (ТИП 2) и фасадных конструкций с кирпичной облицовкой (ТИП 1) должны быть различными.
4. Несовершенство нормативно-технической базы и «низкий» уровень проработки проектов и коммерческая составляющая строительного рынка не позволяют минимизировать ошибки, возникающие при проектировании и монтаже конструкций с облицовочным слоем из кирпича.
5. Необходимо разработать группу ГОСТов с требованиями к элементам НФС с защитно-декоративным слоем из кирпича и облицовочных изделий.
6. Многоступенчатая система контроля необходима на всех этапах проектирования, строительства и эксплуатации фасадных конструкций.
7. Выполнение работ по возведению фасадных конструкций необходимо вести силами квалифицированных специалистов.
8. Наличие регламента по техническому обслуживанию и ремонту фасадных конструкций – одно из условий обеспечения эксплуатационной надежности фасадных конструкций.
9. Новые облицовочные изделия следует применять по результатам исследований конструкций в лабораторных условиях и до получения достаточного опыта и данных для включения в нормативные документы обосновывать расчетами.

Библиографический список

1. СП 15.13330.2012 «Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81*».
2. Постановление № 587-ПП от 6 апреля 2009 года «О запрете применения на объектах государственного заказа города Москвы многопустотного кирпича в качестве облицовки слоистых стеновых ограждающих конструкций зданий»
3. СП 70.13330.2012 «Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87».
4. СП 327.1325800.2017 «Стены наружные с лицевым кирпичным слоем. Правила проектирования, эксплуатации и ремонта».
5. СП 255.1325800.2016 «Здания и сооружения. Правила эксплуатации. Основные положения».
6. СТО 36554501-013-2008 «Методы расчета лицевого слоя из кирпичной кладки наружных облегченных стен с учетом температурно-влажностных воздействий».
7. Постановление Госстроя РФ от 27 сентября 2003 г №170 (Об утверждении правил и норм технической эксплуатации жилищного фонда).
8. Закон № 30 г Москвы от 13.11.1996 г (Об установлении нормативов об эксплуатации жилищного фонда г Москвы и контроля за их соблюдением).
9. ВСН 58-88р «Положение об организации и проведении реконструкции, ремонта и технического обслуживания зданий, объектов коммунального и социально-культурного значения».
10. ВСН 57-88(р) «Положение по техническому обследованию жилых зданий».
11. ВСН 53-86(р) «Правила оценки физического износа жилых зданий».
12. Павлова М.О., Захаров В.А. Оценка надежности проектных решений многослойных наружных стен зданий с кирпичной облицовкой // ПГС. — 2012. — № 3. — С. 38-40 .
13. Павлова М.О., Захаров В.А., Кушнир С.В. Особенности проектирования защитно-декоративных конструкций из кирпича в Российской Федерации и за рубежом. / ЕвростройПрофи. — № 83. — 2016.
14. Павлова М.О., Захаров В.А., Кушнир С.В. Защитно-декоративные конструкции из кирпича. Конструктивные параметры, определяющие эксплуатационную надежность конструкций // Вестник НИЦ «Строительство». — 2017. — № 3(14). — С. 58-73.

Авторы:

Марина Олеговна ПАВЛОВА, канд. техн. наук, заведующая лабораторией надежности фасадов и теплоизоляционных фасадных систем ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Marina PAVLOVA, Ph. D. (Engineering), Head of the Laboratory on reliability of thermal

insulation of facades and facade systems TSNIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: 1747302@mail.ru; 1747872@mail.ru

тел.: +7 (499) 174-73-02; +7 (499) 170-70-20; +7 (499) 174-78-72

Владимир Андреевич ЗАХАРОВ, заместитель заведующего лабораторией надежности фасадов и теплоизоляционных фасадных систем ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Vladimir ZAKHAROV, Deputy Head of the Laboratory on reliability of thermal insulation of facades and facade systems TSNIISK named after V. A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: 1747302@mail.ru; 1747872@mail.ru

тел.: +7 (499) 174-73-02; +7 (499) 170-70-20; +7 (499) 174-78-72

Сергей Викторович КУШНИР, научный сотрудник лаборатории надежности фасадов и теплоизоляционных фасадных систем ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Sergey KUSHNIR, research associate of the Laboratory on reliability of thermal insulation of facades and facade systems TSNIISK named after V. A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: 1747302@mail.ru; 1747872@mail.ru

тел.: +7 (499) 174-73-02; +7 (499) 170-70-20; +7 (499) 174-78-72

Ирина Владимировна СТУЛЬЕВА, старший научный сотрудник лаборатории надежности фасадов и теплоизоляционных фасадных систем ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Irina STULEVA, senior researcher of the Laboratory on reliability of thermal insulation of facades and facade systems TSNIISK named after V. A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: 1747302@mail.ru; 1747872@mail.ru

тел.: +7 (499) 174-73-02; +7 (499) 170-70-20; +7 (499) 174-78-72

УЧЕТ УКАЗАНИЙ СП 14.13330.2018 ПРИ РЕАЛИЗАЦИИ РАСЧЕТА СООРУЖЕНИЙ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ В ПРОГРАММНОМ КОМПЛЕКСЕ STARK ES

IMPLEMENTATION OF SEISMIC STRUCTURAL ANALYSIS IN STARK ES SOFTWARE ACCORDING TO THE BUILDING CODE SP 14.13330.2018

В. Н. СИМБИРКИН, канд. техн. наук
Ю. В. ПАНАСЕНКО

В статье обсуждаются способы программной реализации некоторых указаний свода правил СП 14.13330.2018 по выполнению динамического расчета сооружений при сейсмических воздействиях, которые в тексте свода правил недостаточно полно освещены и, поэтому, могут быть различными. Представлены способы учета этих указаний, использованные при реализации в программном комплексе STARK ES методики выполнения численного физически нелинейного расчета конструкций при сейсмических воздействиях, методики обеспечения полноты базиса разложения в случае применения метода разложения динамической реакции по формам собственных колебаний и методики определения опасного направления сейсмического воздействия.

Ключевые слова:

Метод конечных элементов (МКЭ), нелинейная динамика, разложение по формам колебаний, сейсмический анализ, сейсмоизоляция.

The paper deals with the ways of a software implementation of certain requirements of the Russian building code SP 14.13330.2018 on the dynamic analysis of structures under seismic actions, which in the building code are not fully covered and, therefore, may be different. The ways of accounting for these requirements used in the implementation of the software STARK ES are given. These are used in a numerical physically nonlinear analysis of structures under seismic actions, in methods to ensure the completeness of the normal mode basis in the mode superposition method and in methods of finding the dangerous direction of seismic action.

Keywords:

Finite element method, mode superposition, nonlinear dynamic, seismic analysis, seismic isolation.

Ряд указаний свода правил РФ по строительству в сейсмических районах [1], относящихся к расчету конструкций зданий и сооружений при сейсмических воздействиях, сформулированы таким образом, что они предоставляют инженеру право применять практически любую методику их выполнения. Ниже предложены возможные варианты таких методик, не требующие значительных затрат ресурсов и времени при их использовании в практике строительного проектирования.

1. Учет неупругого деформирования конструкций и систем сейсмоизоляции при динамическом расчете

Свод правил [1] содержит указание о необходимости выполнения нелинейного динамического расчета конструкций при сейсмическом воздействии уровня «контрольное землетрясение (КЗ)» при проектировании значительного класса зданий и сооружений, в том числе всех зданий с системами сейсмоизоляции. Одним из возможных вариантов такого расчета является расчет «во временной области с применением инструментальных или синтезированных акселерограмм», при этом «учет нелинейного характера зависимости между величиной внешнего воздействия и деформациями (перемещениями) конструкций может выполняться как путем прямого задания диаграммы деформирования, так и с применением различных способов линеаризации» [1]. В общем случае такая формулировка предполагает решение системы нелинейных дифференциальных уравнений динамического равновесия, которую в дискретной постановке по координатам (применяем метод конечных элементов) можно записать в виде:

$$M \cdot \ddot{Y}(t) + C \cdot \dot{Y}(t) + S(t) = P(t), \quad (1)$$

где M – матрица масс;

C – матрица демпфирования;

$\ddot{Y}(t), \dot{Y}(t)$ – неизвестные векторы соответственно ускорений и скоростей движения конструкции относительно основания в момент времени ;

$S(t)$ – вектор неупругих сил отпора;

$P(t)$ – вектор нагрузок, соответствующий принятой модели сейсмического воздействия [2].

В уравнении (1) упрощенно принято, что нелинейность влияет на жесткость конструкции, в то время как матрицы масс и демпфирования остаются постоянными.

Для решения системы (1) с помощью шаговых методов численного интегрирования запишем ее в виде [3]:

$$M \cdot \Delta \ddot{Y}(t) + C \cdot \Delta \dot{Y}(t) + K_{\text{кас}}(t) \cdot \Delta Y(t) = \Delta P(t), \quad (2)$$

где $K_{\text{кас}}(t)$ – матрица касательной жесткости конструкции в момент времени t ;

$\Delta \ddot{Y}(t), \Delta \dot{Y}(t), \Delta Y(t), \Delta P(t)$ – приращения векторов соответственно ускорений, скоростей, перемещений и нагрузок на текущем шаге по времени t .

Значения ускорений, скоростей, перемещений и сил отпора в момент времени t

определяются после интегрирования системы (2):

$$\begin{aligned}\ddot{Y}(t) &= \ddot{Y}(t - \Delta t) + \Delta \dot{Y}(t), & \dot{Y}(t) &= \dot{Y}(t - \Delta t) + \Delta Y(t), \\ Y(t) &= Y(t - \Delta t) + \Delta Y(t), & S(t) &= S(t - \Delta t) + K_{\text{кас}}(t) \cdot \Delta Y(t).\end{aligned}$$

С целью упрощения решения задачи (2) будем считать, что в системе имеется не-большое число существенно нелинейных элементов (например, нелинейных сейсмоизоляторов типа резинометаллических опор или выключающихся связей), а для остальной ее части можно приближенно принять, что матрица ее касательной жесткости прямо пропорциональна матрице начальной жесткости. Последнее утверждение равноценно допущению, используемому в различных модификациях приближенного статического метода анализа сейсмостойкости зданий «pushover analysis» [4]. Таким образом, матрицу $K_{\text{кас}}(t)$ представим в виде суммы:

$$K_{\text{кас}}(t) = K_{e,\text{кас}}(t) + \chi(t)(K - K_e), \quad (3)$$

где $K_{e,\text{кас}}(t)$ – матрица касательной жесткости нелинейных элементов в момент времени t ;

K – матрица начальной жесткости всей системы (при $Y=0$);

K_e – матрица начальной жесткости нелинейных элементов (при $Y=0$);

$\chi(t) \in [0, 1]$ – коэффициент пропорциональности.

После подстановки (3) в (2) и переноса членов, связанных с нелинейными элементами, в правую часть уравнения, получим:

$$M \cdot \Delta \ddot{Y}(t) + C \cdot \Delta \dot{Y}(t) + \chi(t)K \cdot \Delta Y(t) = \Delta P(t) + [\chi(t)K_e - K_{e,\text{кас}}(t)] \cdot \Delta Y(t). \quad (4)$$

В начальных условиях может быть учтено напряженно-деформированное состояние конструкции при действии статических нагрузок, приложенных к моменту начала сейсмического воздействия.

Нелинейная задача (4) может быть решена методами прямого пошагового интегрирования. Однако, поскольку и размерность моделей строительных сооружений, и необходимое число шагов интегрирования по времени обычно достаточно велики, получение и хранение такого решения значительно затруднено. Приближенное решение (4) можно получить с использованием разложения динамической реакции конструкции по формам ее собственных колебаний или по векторам Ритца, как предложено в [5]. В этом случае задача упрощается, поскольку порядок системы дифференциальных уравнений становится равным не числу степеней свободы системы, а числу учитываемых форм собственных колебаний или векторов Ритца.

Используя в качестве базиса разложения формы собственных колебаний конструкции, систему (4) преобразуем к виду:

$$\begin{aligned}E \cdot \Delta \ddot{\Psi}(t) + C_f \cdot \Delta \dot{\Psi}(t) + \chi(t)K_f \cdot \Delta \Psi(t) &= \\ = \Phi^T \Delta P(t) + \Phi^T [\chi(t)K_e - K_{e,\text{кас}}(t)] \Phi \cdot \Delta \Psi(t),\end{aligned} \quad (5)$$

где E – единичная матрица;

Φ – матрица M -ортонормированных форм собственных колебаний ($\Phi^T M \Phi = E$), определенных при начальной жесткости конструкции K ;

$C_f = \Phi^T C \Phi$ – в общем случае недиагональная матрица, что обусловлено непропорциональным демпфированием и наличием локальных демпферов;

$K_f = \Phi^T K \Phi$ – диагональная матрица, элементы которой равны квадратам круговых собственных частот конструкции;

$\ddot{\Psi}(t)$, $\dot{\Psi}(t)$, $\Psi(t)$ – векторы соответственно ускорений, скоростей и перемещений в нормальных координатах, такие, что $\ddot{Y}(t) = \Phi \ddot{\Psi}(t)$, $\dot{Y}(t) = \Phi \dot{\Psi}(t)$, $Y(t) = \Phi \Psi(t)$;

Здесь верхний индекс T указывает на операцию транспонирования.

В качестве условия перехода из упругой в пластическую стадию работы всей системы (за исключением выделенных нелинейных элементов, для которых применяются особые условия) могут быть использованы различные интегральные критерии. В статье использовано условие ограничения упругой составляющей суммарной силы отпора (эквивалентной суммарной статической нагрузке на конструкцию) в направлении k , определяемой по формуле

$$S_k(t) = S_k(t - \Delta t) + \chi(t)[K \cdot \Delta Y(t)]^T B_k = S_k(t - \Delta t) + \chi(t)[K_f \cdot \Delta \Psi(t)]^T H_k, \quad (6)$$

где $H_k = \Phi^T M B_k$ – вектор модальных коэффициентов сейсмического воздействия в направлении k ;

B_k – вектор, связывающий движение основания в направлении k с движениями системы как абсолютно твердого тела в направлении каждой ее степени свободы.

При решении системы уравнений (5) следует уточнять матрицу $K_{e, \text{кас}}(t)$ итерациями на каждом шаге по времени. При отсутствии локальных нелинейностей и применении билинейной диаграммы работы конструкции итерации не потребуются, поскольку значение коэффициента $\chi(t)$ в этом случае может быть определено аналитически.

На рис. 1 приведены результаты расчетов перемещения верха здания и поперечной силы в одной из колонн его каркаса. Представлены решения, полученные в линейно-упругой постановке, в нелинейной постановке с учетом упругопластической работы сейсмоизоляторов, установленных между фундаментом и конструкциями здания, и в нелинейной постановке с учетом упругопластической работы сейсмоизоляторов и конструкций. Эти результаты показывают, что учет сейсмоизоляции здания и неупругого деформирования его конструкций позволил получить существенно меньшие расчетные усилия в элементах каркаса здания без увеличения амплитуды перемещений верха здания (в других случаях учет пластичности может приводить как к снижению, так и к увеличению амплитуды перемещений).

На рис. 1 также приведены данные о скорости решения задачи (5) методом Нью-Марка при различном числе учитываемых нелинейных степеней свободы. Общее число степеней свободы системы составляет 319920, число шагов интегрирования по времени – 13020. Как следует из графика, время решения нелинейной задачи (5) практически прямо пропорционально числу нелинейных степеней свободы и при отсутствии локаль-

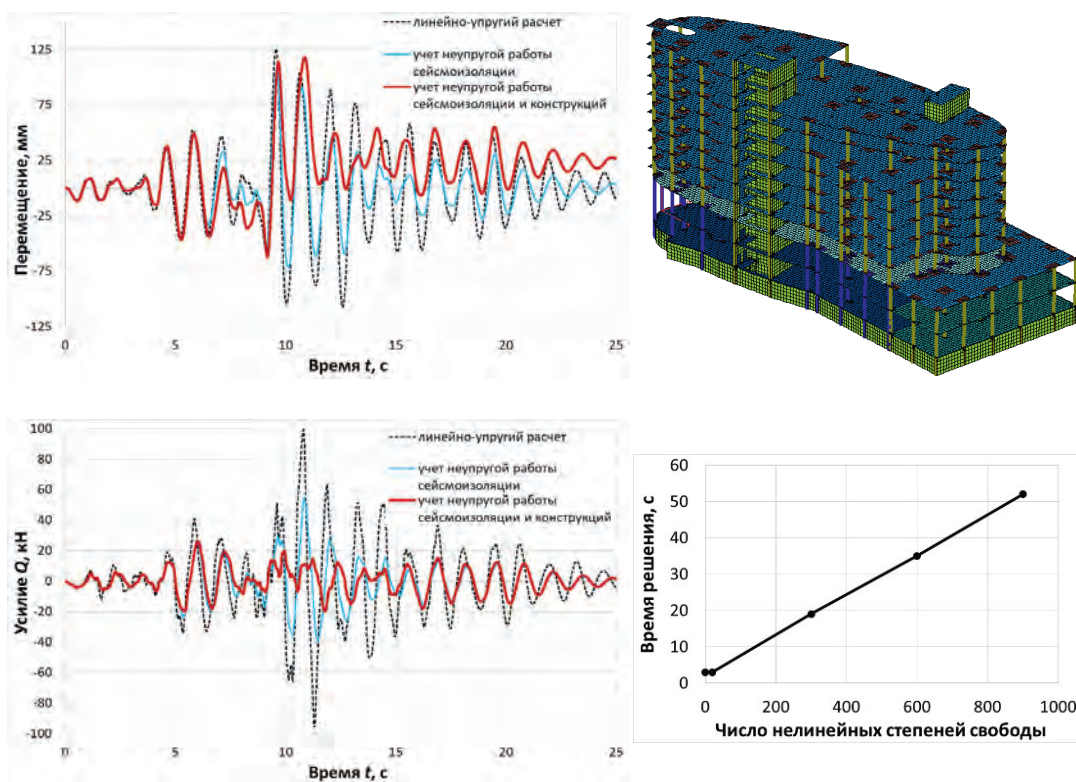


Рис. 1. Результаты линейного и упругопластического расчетов каркаса здания и его конечно-элементная расчетная модель

ных нелинейностей совпадает со временем решения соответствующей линейной задачи.

2. Определение значимых форм собственных колебаний, обеспечивающих требуемую сумму эффективных модальных масс, и исключение несущественных форм

Точность решения задачи (5) обеспечивается удержанием необходимого числа собственных форм колебаний конструкции. Для оценки вклада собственной формы колебаний в динамическую реакцию линейно-упругой системы часто используют понятие «эффективной модальной массы» [1, 6-10]. Эффективная модальная масса при колебаниях по форме i при сейсмическом воздействии на всю систему в направлении k может быть вычислена по формуле [7]

$$\mu_{ik} = \frac{(\varphi_i^T M B_k)^2}{B_k^T M B_k} = \frac{H_{ik}^2}{B_k^T M B_k}, \quad (7)$$

где φ_i – i -я форма собственных колебаний (i -й столбец матрицы);

H_{ik} – элемент вектора H_k , соответствующий форме i .

Соответственно, значение суммы эффективных модальных масс равно [6]:

$$\mu_k = \frac{H_k^T H_k}{B_k^T M B_k}. \quad (8)$$

При учете всех форм собственных колебаний конструкции $\mu_k = 1$. В практических расчетах сооружений учитывают ограниченное число низших форм колебаний, обеспечивающее сумму эффективных модальных масс согласно [1, п. 5.9], и получают приближенное решение.

При расчете моделей реальных конструкций суммы эффективных модальных масс обычно сходятся неравномерно, зачастую среди низших форм колебаний присутствуют формы с малой модальной массой. В результате число форм, обеспечивающее требуемую сумму модальных масс, может быть достаточно большим. Сохранять и учитывать при дальнейшем сейсмическом анализе все эти формы нецелесообразно вследствие возможного существенного замедления расчета и излишнего заполнения памяти компьютера. Для уменьшения учитываемого в расчете числа собственных форм введен минимальный порог: если значение эффективной модальной массы хотя бы по одному рассматриваемому направлению не превышает этого порога, соответствующая собственная форма считается несущественной и из дальнейшего расчета исключается.

В процессе поиска собственных значений после нахождения их части подсчитывается и выводится информация о модальных массах для найденных, отобранных и исключенных форм. Работа алгоритма завершается после достижения требуемой суммы эффективных модальных масс сохраненных форм [8].

3. Учет вклада в динамическую реакцию ненайденных и отброшенных форм собственных колебаний

Согласно [1, п. 5.9], для «сложных систем с неравномерным распределением жесткостей и масс необходимо учитывать остаточный член от отброшенных форм колебаний». Речь здесь может идти лишь о некотором приближенном «остаточном члене», однако какая-либо информация о способе его получения в СП отсутствует.

Псевдоформа, приближенно заменяющая собой все отброшенные и неизвестные (ненайденные) собственные формы, участвующие в колебаниях по направлению k , может быть найдена из выражения [9]

$$\varphi_k^* = B_k - \Phi H_k, \quad (9)$$

где Φ – матрица найденных и удержанных форм собственных колебаний ($\Phi^T M \Phi = E$); H_k – соответствующий ей вектор коэффициентов динамического воздействия в направлении k .

Затем псевдоформу следует нормировать, разделив ее на величину $\sqrt{(\varphi_k^*)^T M \varphi_k^*}$.

Очевидно, что сумма эффективных модальных масс (8), определенная с учетом найденных собственных форм Φ и псевдоформы φ_k^* (9), равна единице. Однако установлено, что такой способ определения псевдоформы ведет к большой погрешности при оценке динамической реакции сооружения. Поэтому в [10] было предложено опреде-

лять псевдоформу с учетом распределения оставшихся частот как результат решения системы уравнений

$$K\varphi_k^* = M(B_k - \Phi H_k). \quad (10)$$

Круговая частота колебаний по псевдоформе определяется после ее нормировки по формуле

$$\omega_k^* = \sqrt{(\varphi_k^*)^T K \varphi_k^*}. \quad (11)$$

Сформированная таким образом псевдоформа удовлетворяет условиям ортогональности и может быть использована наравне с собственными формами колебаний для динамических расчетов и в частотной, и во временной области.

В табл. 1 приведены сопоставительные результаты динамических расчетов модели здания, изображенной на рис. 1, при поступательном сейсмическом воздействии, выполненных в линейной постановке с применением собственных форм и псевдоформ (9) и (10).

Таблица 1

Результаты линейного расчета здания

Число удержанных собственных форм	μ_k	Частоты колебаний по удержанным собственным формам, Гц	Частоты колебаний по псевдо-формам в направлениях осей координат, Гц	Усилие, кН		Погрешность, %	
				решение во временной области	решение в частотной области	решения во временной области	решения в частотной области
Решения с использованием собственных форм							
200	0,9750	0,74...9,37	-	1401	1246	0	0
3	0,5969	0,74...0,95	-	524	516	-62,6	-58,6
1	0,1659	0,74	-	283	285	-79,8	-77,1
Приближенные решения с использованием псевдоформы (9)							
3	0,5969	0,74...0,95	4,25;4,39; 65,09	532	638	-62,0	-48,8
1	0,1659	0,74	2,58;3,16; 65,08	307	958	-78,1	-23,1
Приближенные решения с использованием псевдоформы (10)							
3	0,5969	0,74...0,95	2,16;1,84; 5,01	1173	1370	-16,3	10,0
1	0,1659	0,74	1,04;0,97; 4,98	1586	1412	13,2	13,3

Из представленных результатов видно, что частоты колебаний по псевдоформам, определенным по формуле (9), оказываются существенно завышенными. Как следствие, результат динамического расчета в частотной и, в большей мере, во временной области был уточнен псевдоформами слабо. В свою очередь, применение псевдоформ (10) повысило точность приближенного решения до приемлемого для инженерной практики уровня даже при использовании всего лишь одной формы собственных колебаний здания.

Однако при расчете систем с локальными нелинейностями недостаточно использо-

вание лишь форм колебаний со значимой общей эффективной модальной массой. Например, для расчета плоской рамы с упругопластическими сейсмоизолирующими опорными элементами (рис. 2) при поступательном сейсмическом воздействии вдоль рамы потребовалось учесть 68-ю и 69-ю формы собственных колебаний рамы, связанные с деформацией нелинейных опорных элементов. Эти формы имеют нулевой вклад в сумму эффективных модальных масс (8) и на линейное решение никак не влияют (табл. 2). Напротив, при нелинейном расчете эти формы имеют большое значение при определении усилий в элементах рамы.

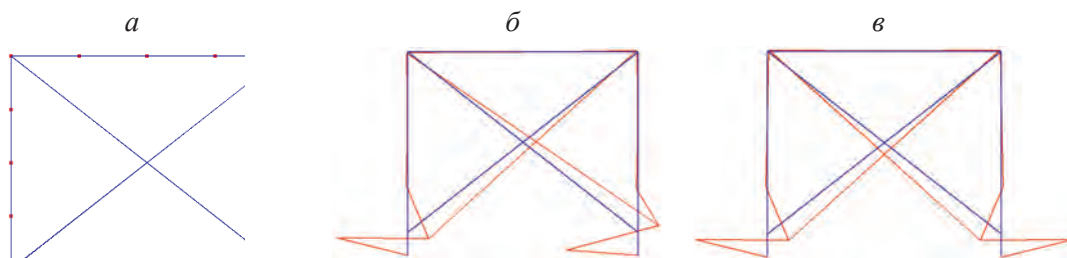


Рис. 2. Сейсмоизолированная рама: а – общий вид конечно-элементной модели рамы; б – форма собственных колебаний №68; в – форма собственных колебаний №69

Таблица 2

Результаты расчета рамы

Число учтённых собственных форм	μ_k	Линейное решение			Нелинейное решение		
		Перемещение, мм	Продольная сила в диагональной связи, кН	Поперечная сила в опоре, кН	Перемещение, мм	Продольная сила в диагональной связи, кН	Поперечная сила в опоре, кН
69 (точное решение)	1,0000	30,0	152,6	176,4	27,8	115,3	107,5
68	1,0000	30,0	152,6	176,4	27,8	115,3	168,3
67	1,0000	30,0	152,6	176,4	27,8	115,3	245,0
19	1,0000	30,0	152,6	176,4	27,9	115,4	262,7
9	0,9999	30,0	152,6	176,4	28,1	116,0	262,3
5	0,9968	30,0	152,6	176,4	28,3	119,4	235,2
3	0,9860	30,0	152,6	176,4	29,0	132,3	194,1
1	0,9550	30,0	153,0	176,0	29,6	150,9	173,5

С целью отбора подобных локальных форм собственных колебаний конструкции введем понятие «локальной эффективной модальной массы», вычисляемой по формуле, аналогичной формуле (7):

$$\mu_{loc,ij} = \frac{H_{loc,ij}^2}{B_{loc,j}^T M B_{loc,j}}, \quad (12)$$

где $H_{loc,ij} = \varphi_i^T M B_{loc,j}$ – модальный коэффициент для формы колебаний φ_i по направлению нелинейной степени свободы j ;

$B_{loc,j}$ – вектор, в котором ненулевые элементы соответствуют только нелинейной степени свободы j .

При учете всех форм собственных колебаний сумма локальных эффективных модальных масс (12) для каждой степени свободы j равна единице. При относительно большом значении (12) форма колебаний φ_i должна быть учтена в дополнение к формам колебаний, отобранных по критерию обеспечения достаточной суммы эффективных модальных масс (8).

Таким образом, сформированы критерии, позволяющие осуществлять отбор значимых и исключение несущественных форм собственных колебаний при выполнении динамического расчета конструкций с локальными нелинейностями. Однако следует заметить, что если к нелинейным элементам модели не присоединена никакая масса, то локальные формы колебаний, соответствующие нелинейным степеням свободы, не существуют, и разложение по формам собственных колебаний не даст точный результат. В этом случае нелинейное решение может быть получено на основе разложения по векторам Ритца, сформированным соответствующим образом [5].

4. Определение опасного направления сейсмического воздействия

В [1, п. 5.3] записано, что «при расчете сооружений со сложным конструктивно-планировочным решением следует учитывать наиболее опасные с точки зрения максимальных значений сейсмической реакции сооружения или его частей направления сейсмических воздействий». В качестве одного из таких направлений может служить то направление k , при котором удельная обобщенная энергия деформации \bar{W}_k достигает максимума [7].

При использовании линейно-спектрального метода расчету величину \bar{W}_k можно определить следующим образом:

$$\bar{W}_k = \sum_{i=1}^N \bar{W}_{ik} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N \left(\frac{\beta_i H_{ik}}{\omega_i} \right)^2 = \frac{1}{2} (K_f^{-1} H_k^2)^T \beta^2, \quad (13)$$

где β_i – коэффициент динамичности, соответствующий периоду колебаний по форме i ;

ω_i – круговая частота колебаний по форме i ;

N – число учтенных собственных форм;

N_k^2 – вектор, элементами которого являются значения $H_{ik}^2 = (\varphi_i^T M B_k)^2$;

β^2 – вектор, элементами которого являются значения β_i^2 .

В [7] показано, что этот критерий обеспечивает определение того направления сейсмического воздействия, при котором напряженное состояние конструкции в целом близко к максимальному. В то же время критерии, основанные на условии достижения мак-

симула обобщенной сейсмической нагрузки (силы отпора) и максимума обобщенного перемещения конструкции, оказались менее эффективными.

5. Особенность применения недиагональных матриц масс и демпфирования

Все расчетные формулы в [1] приведены для случая, когда матрица масс – диагональная. Однако в большинстве современных программ, использующих метод конечных элементов, имеется возможность более точного расчета с применением согласованной с матрицей жесткости недиагональной матрицы масс, построенной с использованием функций форм конечных элементов. В этом случае эффективная модальная масса может быть определена по формуле (7), а вместо формулы (5.2) из [1] можно использовать следующую формулу для определения вектора узловых сейсмических нагрузок, возникающих при колебаниях по i -й форме при сейсмическом воздействии в направлении k :

$$S_{ik} = M\eta_{ik}A\beta_iK_{\psi}, \quad (14)$$

где $\eta_{ik} = \varphi_i H_{ik}$; прочие обозначения разъяснены ранее или в [1].

Однако в том случае, когда в расчете используются недиагональные матрицы масс M и демпфирования C , необходимо учитывать, что при исключении из них строк и столбцов, соответствующих полностью закрепленным степеням свободы системы, будет отброшен вклад ряда недиагональных элементов матриц, что приведет к ошибочному результату. Поэтому вычисление элементов вектора нагрузок $P(t)$ в случае недиагональных матриц M и C (эти матрицы используются при определении вектора $P(t)$ в зависимости от принятой модели сейсмического воздействия [2]) следует выполнять без исключения закрепленных степеней свободы системы [3]. Закрепленные степени свободы должны быть также учтены при вычислении значений H_{ik} в (6), (13) и (14), тогда как в (7)-(10) они должны быть отброшены.

Библиографический список

1. СП 14.1330.2018. Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*.
2. Назаров Ю.П. Расчетные модели сейсмических воздействий. – М.: Наука, 2012.
3. Клаф Р., Пензиен Дж. Динамика сооружений. – М.: Стройиздат, 1979.
4. Themelis S. Pushover analysis for seismic assessment and design of structures/ Ph.D. dissertation. – Heriot-Watt University, School of the Built Environment, 2008.
5. Wilson E.L. Static & dynamic analysis of structures: a physical approach with emphasis on earthquake engineering. – Computers and Structures Inc, 2004.
6. Симбиркин В.Н., Панасенко Ю.В. Упрощенный нелинейный динамический расчет сооружений при сейсмических воздействиях // Строительная механика и расчет сооружений. – 2017. – №5. – С. 32-36.
7. Симбиркин В.Н., Филимонов А.В. Определение опасных направлений сейсмического воздействия для пространственных сооружений // Вестник НИЦ «Строительство». Исследования по теории сооружений: Сб. статей. Вып. 6 (XXXI) / под ред. И.И.

Ведякова и Г.С. Варданяна. – М.: НИЦ «Строительство», 2012. – С. 23-30.

8. Симбиркин В.Н., Филимонов А.В. Определение собственных форм колебаний при расчете сооружений на сейсмические воздействия // Промышленное и гражданское строительство. – 2012. – № 3. – С. 27-30.

9. Безделев В.В., Буклемишев А.В., Сутырин Ю.А. Предложения по корректировке СНиП «Строительство в сейсмических районах» в части формулирования спектрального метода расчета. Ч. 1 // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2000. – № 6. – С. 43-47.

10. Филимонов А.В. Учет найденных форм собственных колебаний при расчете реакции зданий и сооружений на сейсмические воздействия // Строительная механика и расчет сооружений. – 2014. – № 2. – С. 46-53.

Авторы:

Валерий Николаевич СИМБИРКИН, канд. техн. наук, главный инженер
ООО «ЕВРОСОФТ», Москва
Valery SIMBIRKIN, Ph.D. (Engineering), chief engineer of EUROSOFT, Moscow
e-mail: simbirkin@eurosoft.ru
тел.: +7 (499) 170-10-80

Юрий Вячеславович ПАНАСЕНКО, руководитель группы экспертных расчетов
лаборатории автоматизации исследований и проектирования сооружений ЦНИИСК
им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Yuri PANASENKO, head of the expert analysis group of the laboratory of computer-aided
research and design of structures of TSNIISK named after V.A. Koucherenko of JSC Research
Center of Construction, Moscow
e-mail: panyuriy@eurosoft.ru
тел.: +7 (499) 170-10-80; +7 (977) 726-74-68

ПОРЯДОК НАЗНАЧЕНИЯ РАСЧЕТНЫХ СОПРОТИВЛЕНИЙ ДРЕВЕСИНЫ В СП 64.13330.2017 «ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

THE PROCEDURE FOR ASSIGNING THE DESIGN VALUE OF A RESISTANCE OF WOOD IN SP 64.13330.2017 'WOODEN CONSTRUCTION'

А. А. ПОГОРЕЛЬЦЕВ, канд. техн. наук

Изложена хронология изменений в назначении в отечественных нормах прочностных характеристик для расчета деревянных конструкций от метода допустимых напряжений до метода предельных состояний. Приведены предпосылки для изменения порядка определения расчетных сопротивлений древесины. Описаны изменения порядка определения расчетных сопротивлений деревянных конструкций в СП 64.13330.2017 для древесины, отобранной по сортам, с определением в качестве базовых расчетных сопротивлений, полученных по результатам стандартных испытаний, и по классам прочности через нормативные сопротивления древесины.

Ключевые слова:

Длительность загрузки, допускаемые напряжения, класс прочности, коэффициент условия работы, расчетное сопротивление, сорт

The chronology of changes in the assignment in the domestic standards of strength characteristics for the calculation of wooden structures from the method of permissible stresses to the method of limit states is presented. The prerequisites for changing the order of determining the design resistance of wood are given. The changes in the procedure for determining the design resistances of wooden structures in SP 64.13330.2017 for wood selected by grades are described, with the definition of the basic design resistances obtained from the results of standard tests and strength classes through standard wood resistances.

Keywords:

Allowable stress, design resistance, grade, load duration, strength class, working condition coefficient

Древесина является одним из первых и наиболее распространенных строительных материалов, который человек использует с древних времен. Но лишь в конце XIX – начале XX вв. начались систематические исследования прочности древесины и разработка методов ее испытаний.

Древесина является природным анизотропным неоднородным материалом, прочность которого зависит от многих факторов: угла между действующим усилием и направлением волокон, длительности загрузки, наличия пороков, влажности древесины, условий произрастания и т.д. Поэтому при определении допускаемых напряжений изначально принимались характеристики для чистой древесины, т.е. древесины без пороков, и затем уменьшались в зависимости от реальных условий эксплуатации.

В 1919 г. были приняты «Прусские нормы. Положения о принятых нагрузках для гражданских сооружений и о допускаемых нагрузках для строительных материалов», а в 1921 г. — германские промышленные нормы DIN E.1052 «Строительные материалы для гражданских сооружений, напряжения для древесины» [1]. Допускаемые напряжения, заложенные в этих нормах, относятся к воздушно-сухой древесине влажностью 15%, хорошего качества, без значительных сучков в опасных поперечных сечениях, и приведены в таблице 1.

Учитывая разность величин допускаемых напряжений при сжатии и изгибе, для сжато-изогнутых элементов из хвойных пород согласно DIN E.1052 должно было выполняться условие

$$3P/2F + M/W \leq 90 \text{ кг/см}^2, \quad (1)$$

где P – продольная сила;

M – изгибающий момент;

F – площадь поперечного сечения;

W – момент сопротивления сечения.

Таблица 1

Допускаемые напряжения в немецких нормах начала XX века

Вид напряженного состояния	Допускаемые напряжения, кг/см ²		
	DIN	Прусские нормы	
	хвойные	сосна	ель
Растяжение вдоль волокон	100	100	90
Сжатие вдоль волокон	60	60	50
Изгиб	90	100	90
Скалывание вдоль волокон	10	10	8

В 1927 г. постановлением ВСНХ СССР был создан Государственный институт сооружений (ГИС), переименованный в 1931 г. в Центральный научно-исследовательский институт промышленных сооружений (ЦНИИПС), а затем преобразованный в 1957 г. в Центральный научно-исследовательский институт строительных конструкций (ЦНИИСК).

Одной из первых в нём была организована лаборатория деревянных конструкций под руководством Г.Г. Карлсена. В течение всего периода существования основными

видами деятельности лаборатории были исследования древесины и деревянных конструкций и разработка нормативных документов. Уже на втором году работы лаборатории были разработаны «Технические условия и нормы проектирования и возведения деревянных сооружений» [2].

В этом документе (ТУиН) базовыми приняты две породы древесины – дуб и сосна, для которых приведены основные допускаемые напряжения для воздушно-сухой древесины (влажностью не более 18%) в защищенном сооружении для сорта (марки), соответствующего классу сооружения. Применение других пород древесины, сорта древесины, иные температурно-влажностные условия эксплуатации и другие факторы учитывались введением поправочных коэффициентов.

В настоящее время самыми распространенными породами древесины, используемыми в строительстве, являются сосна и ель. В дальнейшем будем рассматривать именно эти породы.

Приведенные в ТУиН для древесины сосны основные допускаемые напряжение на растяжение $[\sigma^+]$ и сжатие $[\sigma^-]$ вдоль волокон равны 100 кг/см^2 , на изгиб $[\sigma_{из}] = 110 \text{ кг/см}^2$, смятие вдоль волокон $[\sigma_{см}] = 80 \text{ кг/см}^2$.

Допускаемые напряжения получают умножением основных допускаемых напряжений на все поправочные коэффициенты для данной конструкции:

$$[\sigma] = [\sigma]_{осн} \times K_n, \quad (2)$$

где $[\sigma]$ – допускаемое напряжение;

$[\sigma]_{осн}$ – основное допускаемое напряжение;

K_n – общий поправочный коэффициент, равный произведению частных поправочных коэффициентов [3].

Конструкция или сооружение, относящиеся к тому или иному классу, должны выполняться из определенного сорта. Тогда для древесины действительны основные допускаемые напряжения. При повышении или понижении сорта допускаемые напряжения будут уменьшаться или увеличиваться (табл. 2).

Таблица 2

Поправочный коэффициент к основным допускаемым напряжениям в зависимости от влажности древесины и условий эксплуатации

Класс сооружения	Сорт древесины		
	Отборный (марка 0)	Первый (марка 1)	Второй (марка 2)
2-й	1,0	0,8	-
3-й	1,2	1,0	0,8
4-й и временные вспомогательные сооружения, леса, подмости и т.д.	-	1,2	1,0

При увеличении влажности древесины её прочность снижается. Условия эксплуатации, когда древесина не является воздушно-сухой, учитываются коэффициентом, приведенным в табл. 3.

Таблица 3

Поправочный коэффициент к основным допускаемым напряжениям в зависимости от класса сооружения и сорта древесины

Влажность древесины	Условия эксплуатации конструкций		
	Защищенные	Незащищенные	Находящиеся постоянно под водой
	от атмосферных воздействий и почвенной влаги		
Воздушно-сухая	1,0	0,9	не рекомендуется
Полусухая	0,9	0,8	0,7
Сырая	не допускается	0,7	0,7

Для древесины сосны/ели Кольского полуострова вводится поправочный коэффициент, зависящий от напряженного состояния:

- сжатие вдоль и поперек волокон – 0,85/0,7;
- растяжение вдоль волокон, изгиб и скалывание – 0,9/0,7.

При заводском изготовлении, обеспечивающем высокое качество работ и тщательный отбор древесины, поправочный коэффициент принимался равным 1,15.

Для гнутых элементов, в которых возникают дополнительные напряжения, вводится поправочный коэффициент, приведенный в табл.

Таблица 4

Поправочный коэффициент к основным допускаемым напряжениям для гнутых элементов

Вид напряженного состояния	Радиус кривизны / толщина элемента R/h						
	100	125	150	175	200	250	300
Сжатие и изгиб	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,0	1,0
Растяжение	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0

Чем чище обработаны торцевые поверхности и чем больше размеры поперечных сечений, тем больше предел прочности при смятии вдоль волокон по всему сечению приближается к пределу прочности при сжатии [4]. Это обусловлено тем, что в крупных сечениях попадают сучки, снижающие прочность на сжатие, но не влияющие на прочность на смятие. Поэтому в дальнейшем допускаемые напряжения на смятие вдоль волокон повысили до допускаемых напряжений на сжатие.

Толчок в развитии широкого применения древесины в строительстве, а следовательно, и исследований и разработки нормативной базы, дал принятый в 1932 г. приказ Наркомтяжпрома СССР о проведении мер, обеспечивающих 20-процентную экономию металлов в строительстве. В приказе прямо сказано, что производственные помещения должны проектироваться в «виде одноэтажных зданий с применением простейших облегченных и деревянных конструкций». Также из дерева предполагалось выполнять пешеходные мосты без ограничения пролета, шоссейные мосты пролетом до 45 м, железнодорожные – до 35 м, водонапорные башни и мачты башенного типа высотой до 50 м и т.п. Особо предлагалось более широкое внедрение разработанных ВИСом «сводов-оболочек, кружально-сетчатых сводов, градирней, водонапорных башен, нефтяных вышек,

причальных башен и других сооружений башенного типа».

В 1939 г. нормы по проектированию деревянных конструкций вышли как Общесоюзный стандарт ОСТ 90001-38 «Нормы и технические условия проектирования деревянных конструкций» [5]. В развитие положений нового стандарта В.М. Коченовым была составлена «Инструкция по проектированию деревянных конструкций» [6].

С началом Великой Отечественной войны были выпущены «Указания по проектированию и применению деревянных конструкций в условиях военного времени» [7], в которых допускаемые напряжения принимались независимо от влажности древесины:

- растяжение вдоль волокон – $[\sigma_p] = 80 \text{ кг/см}^2$;
- сжатие и смятие вдоль волокон – $[\sigma_c] = 120 \text{ кг/см}^2$;
- изгиб – $[\sigma_u] = 120 \text{ кг/см}^2$.

Последними нормативным документом по расчету деревянных конструкций по допускаемым напряжениям стали вышедшие в 1948 г. НиТУ 2-47 «Нормы и технические условия проектирования деревянных конструкций» [8]. В них впервые для древесины сосны и ели прочностные характеристики приняты равными.

Разработанные в стране нормы обеспечивали надежность зданий и сооружений, однако не в полной мере учитывали действительную работу конструкций и часто приводили к необоснованному перерасходу материалов.

В 1950-х гг. в СССР был осуществлен переход от расчета конструкций по допускаемым напряжениям к расчету по предельным состояниям. Новый метод расчёта был разработан группой выдающихся ученых: В.А. Балдин, А.А. Гвоздев, И.И. Гольденблат, Ю.М. Иванов, В.М. Коченов, Л.И. Онищик, Н.С. Стрелецкий и К.Э. Таль под руководством В.М. Келдыша [9].

Во втором издании учебника «Деревянные конструкции» по редакцией Г.Г. Карлсена приведены два метода расчета: по предельным состояниям и по допускаемым напряжениям [10]. Если допускаемые напряжения назначались путем деления средней величины предела прочности на коэффициент запаса, то расчетные сопротивления определяются длительной прочностью древесины. Различия заключаются не только в значениях расчетных сопротивлений и допускаемых напряжений (табл. 5), но и в других параметрах, лежащих в основе нового метода расчёта.

Таблица 5

Допускаемые напряжения и расчетные сопротивления древесины сосны и ели

Вид напряженного состояния	Допускаемые напряжения		Расчетные сопротивления	
	Обозначение	Значение, кг/см ²	Обозначение	Значение, кг/см ²
Сжатие и смятие вдоль волокон	$[\sigma_c], [\sigma_{cm}]$	100	R_c, R_{cm}	130
Растяжение вдоль волокон	$[\sigma_p]$	70	R_p	100
Изгиб	$[\sigma_u]$	100	R_u	130

Наиболее полно методика расчета деревянных конструкций по предельным состояниям была изложена В.М. Коченовым [11].

Первым нормативным документом по расчету деревянных конструкций по пре-

дельным состояниям стали НиТУ 122-55 «Нормы и технические условия проектирования деревянных конструкций» [12]. В них длительность загрузки, эксплуатационная влажность и температура древесины учитывались введением поправочных коэффициентов к расчетным сопротивлениям (табл. 6).

Таблица 6

Поправочные коэффициенты к расчетным сопротивлениям для учета повышенных температуры и влажности длительности загрузки

Условия эксплуатации и виды нагрузок	Коэффициент
Конструкции, подвергающиеся кратковременному увлажнению с последующим высыханием	0,85
Конструкции, подвергающиеся длительному увлажнению	0,75
Конструкции при воздействии установившейся температуры воздуха 30-50 °С	0,8
Конструкции, рассчитываемые на воздействие постоянных нагрузок	0,8
Конструкции, рассчитываемые на монтажную нагрузку, кроме расчета на смятие	1,1
То же, при расчете на смятие	1,3
Конструкции, рассчитываемые на сейсмическую нагрузку, кроме расчета на смятие	1,2
То же, при расчете на смятие	1,5

Влияние на расчетные сопротивления размеров и формы сечения, наличие отверстий, податливости связей и т.д. учитывались коэффициентами условий работы m (табл. 7).

Таблица 7

Коэффициенты условий работы

Вид сопротивления древесины	Обозначение	Величина
Поперечный изгиб:		
а) для досок, брусков, брусьев с размерами стороны сечения менее 15 см, а также клееных элементов, за исключением указанных в п. г)	m_u	1,0
б) для брусьев с размерами сторон поперечного сечения 15 см и более, а также клееных элементов, за исключением указанных в п. г), при отношении высоты сечения элемента к его ширине $h/b \leq 3,5$	m_u	1,15
в) для бревен, не имеющих врезки в расчетном сечении	m_u	1,2
г) для дощатых двутавровых клееных элементов	m_u	*
д) для составных элементов на податливых связях	m_u	$m_u \cdot k_w^{**}$
Растяжение:		
а) для элементов, не имеющих ослаблений в расчетном сечении	m_p	1,0
б) для элементов, имеющих ослабления	m_p	0,8
Сжатие и смятие:		
а) сжатие и смятие в элементах	$m_c; m_{cm}$	1,0
б) смятие в сопряжениях	m_{cm}	***
Скалывание:		
а) при изгибе	$m_{ск}$	1,0
б) в сопряжениях	$m_{ск}$	***

* - зависит от отношения толщины стенки к ширине полки;

** - k_w учитывает податливость связей;

*** - зависит от вида связей.

Коэффициент условия работы для гнутых элементов $m_{гн}$ применяется в дополнении к коэффициентам m_u , m_c , m_p и практически повторяет принятый в расчете по предельным состояниям, только при отношении радиуса кривизны к толщине элемента, равном 200, значение уменьшилось с 1,0 до 0,9.

В 1962 г. взамен НиТУ 122-55 вышел СНиП II-V.4-62 «Деревянные конструкции. Нормы проектирования» [13]. Как и в НиТУ 122-55, в нем давалось одно значение расчетного сопротивления для каждого вида напряженного состояния с учетом характеристики элементов (табл. 8).

Таблица 8

Расчетные сопротивления древесины сосны и ели растяжению, сжатию и изгибу

Вид напряженного состояния и характеристика элементов	Расчетные сопротивления	
	Обозначение	Значение, кг/см ²
Изгиб:		
а) элементы с высотой сечения до 50 см, за исключением упомянутых в п. б — в	$R_{и}$	130
б) элементы сплошного прямоугольного сечения с размерами сторон 14 см и более при высоте сечения до 50 см	$R_{и}$	150
в) бревна, не имеющие врезок в расчётном сечении	$R_{и}$	160
Растяжение вдоль волокон:		
а) элементы, не имеющие ослабления в расчетном сечении	R_p	100
б) элементы, имеющие ослабление в расчетном сечении	R_p	80
Сжатие и смятие вдоль волокон	$R_c, R_{см}$	130

Качество древесины клеёных и клеёных готовых элементов или отдельных участков несущих конструкций в зависимости от категорий элементов должно было удовлетворять требованиям СНиП I-V.13-62 [14] в отношении допустимых пороков.

Категории элементов несущих конструкций определялись характером работы:

I – растянутые элементы, в том числе растянутые элементы составных балок, растянутая зона (не менее 0,1 высоты поперечного сечения от растянутой кромки) многослойных балок высотой более 50 см с использованием более 70% расчетного сопротивления древесины;

II – то же что и I, с использованием не более 70% расчетного сопротивления древесины, сжатые и изгибаемые элементы, сжатая зона (не менее 0,1 высоты поперечного сечения от сжатой кромки) многослойных балок высотой более 50 см;

III – настилы, обрешетка под кровлю и неответственные элементы, повреждение которых не нарушает целостность несущих конструкций, а также средняя зона по высоте поперечного сечения изгибаемых, сжатых и сжато-изгибаемых многослойных элементов, стенка из досок на ребро в двутавровых балках.

СНиП II-V.4-71 «Деревянные конструкции. Нормы проектирования» [15] объединил в себе СНиП I-V.13-62 и СНиП II-V.4-62. При этом для I и II категорий многослойных элементов зоны увеличились с 0,1 до 0,17.

Из следующей редакции СНиП II-25-80 «Деревянные конструкции. Нормы проектирования» [16] исключена классификация по категориям элементов деревянных конструкций. Взамен появилась классификация по сортам древесины (табл. 9).

Таблица 9

Расчетные сопротивления древесины сосны и ели растяжению, сжатию и изгибу по СНиП II-25-80

Напряженное состояние и характеристики элементов	Обозначение	Расчетные сопротивления, $\frac{\text{МПа}}{\text{кгс/см}^2}$ для сортов древесины		
		1	2	3
1. Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон:				
а) элементы прямоугольного сечения (за исключением указанных в п. б и в) высотой до 50 см	$R_{и}$	14	13	8,5
	R_c	-----	-----	-----
	$R_{см}$	140	130	85
б) элементы прямоугольного сечения шириной св. 11 до 13 см при высоте сечения св. 11 до 50 см	$R_{и}$	15	14	10
	R_c	-----	-----	-----
	$R_{см}$	150	140	100
в) элементы прямоугольного сечения шириной св. 13 см при высоте сечения св. 13 до 50 см (см. табл.7)	$R_{и}$	16	15	11
	R_c	-----	-----	-----
	$R_{см}$	160	150	110
г) элементы из круглых лесоматериалов без врезок в расчетном сечении	$R_{и}$	-	16	10
	R_c	-----	-----	-----
	$R_{см}$		160	100
2. Растяжение вдоль волокон:				
а) неклеёные элементы	R_p	$\frac{10}{100}$	$\frac{7}{70}$	-
б) клеёные элементы	R_p	$\frac{12}{120}$	$\frac{9}{90}$	-

В СП 64.13330.2011 «Деревянные конструкции. Нормы проектирования» [17], являющемся актуализированной редакцией СНиП II-25-80, порядок назначения расчетных сопротивлений не изменился.

В России до настоящего времени классификация прочностных характеристик древесины конструкций основана на понятии сорта. Каждый сорт характеризуется определенными показателями пороков древесины [18]. При этом не делается разницы между древесиной различных зон произрастания, прочностные показатели назначаются по самой слабой, южной древесине. В Европе более 50 лет назад перешли с сортов на классы прочности. В настоящее время и в России начат переход на классы прочности. Если в строительстве применяется только три сорта, с 1-го по 3-й, то классов прочности пиломатериалов 12 [19], а клеёных деревянных элементов 6 [20]. Переход на классы прочности позволит принимать более экономичные решения, рационально использовать качественную отечественную древесину с повышенными прочностными характеристиками.

Расчетное сопротивление древесины зависит, в том числе, от времени действия расчетных нагрузок. И в СП 64.13330.2011, и во всех редакциях СНиП указывалось, что базовые расчетные сопротивления относились к расчету на действие постоянной и временной нагрузок. Однако анализ показывает, что под временной нагрузкой понимаются только снеговая нагрузка и полезная нагрузка на перекрытия. Для конструкций, в которых напряжения в элементах, возникающие от постоянных и временных длительных нагрузок, превышающих 80% суммарного напряжения от всех нагрузок, вводится коэффициент условия работы $m_d = 0,8$. Для конструкций, рассчитываемых с учетом воздействия кратковременных (ветровой, монтажной или гололедной) нагрузок, а также нагрузок от тяжения и обрыва проводов воздушных ЛЭП и сейсмической, вводятся коэффициенты условия работы m_n (табл. 10). Таким образом, для учета зависимости расчетного сопротивления от длительности действия нагрузки приходится пользоваться разными коэффициентами условия работ.

Таблица 10

Коэффициент условия работы m_n

Нагрузка	Коэффициент m_n	
	для всех видов сопротивлений, кроме смятия поперек волокон	для смятия поперек волокон
1 Ветровая, монтажная, кроме указанной в поз. 3	1,2	1,4
2 Сейсмическая	1,4	1,6
<i>Для опор воздушных линий электропередачи</i>		
3 Гололедная, монтажная, ветровая при гололеде, от тяжения проводов при температуре ниже среднегодовой	1,45	1,6
4 При обрыве проводов и тросов	1,9	2,2

В СП 64.13330.2017 «Деревянные конструкции. Нормы проектирования» [21] изменена методика назначения расчетных сопротивлений древесины для обеспечения единообразия при любых сочетаниях нагрузок. Сам СП носит промежуточный характер и позволяет проектировать конструкции, разделенные как по классам прочности, так и по сортам.

Расчетные сопротивления древесины и древесных материалов R^p , отсортированных по классам прочности, определяются по формуле

$$R^p = R^h m_{dl} \cdot \Pi m_i / \gamma_m, \quad (4)$$

где R^h – нормативная прочность материала, МПа, определенная с обеспеченностью 0,95, приведенная в приложении В [21];

m_{dl} — коэффициент длительной прочности, соответствующий режиму длительности нагружения (табл. 11);

γ_m – коэффициент надежности по материалу (см. табл. 6), определяемый из условия

перехода от обеспеченности 0,95 для R^H к обеспеченности 0,99 для R^P по формуле

$$\gamma_m \geq (1 - \eta_H v) / (1 - \eta_P v), \quad (5)$$

$\eta_H = 1,65$ – квантиль в предполагаемой статистической функции распределения с обеспеченностью 0,95;

$\eta_P = 2,33$ – квантиль в предполагаемой статистической функции распределения с обеспеченностью 0,99;

v – коэффициент вариации, принимаемый по результатам испытаний или по табл. 6 [21].

Таблица 11

Коэффициент длительной прочности $m_{дл}$

Режим нагружения	Характеристика режимов нагружения	Приведенное расчетное время действия нагрузки t, c	Коэффициент длительной прочности, $m_{дл}$
А	Линейно возрастающая нагрузка при стандартных машинных испытаниях	1—10	1,0
Б	Совместное действие постоянной и длительной временной нагрузок, напряжение от которых превышает 80% от полного напряжения в элементах конструкций от всех нагрузок	$10^8—10^9$	0,53
В	Совместное действие постоянной и кратковременной снеговой нагрузок	$10^6—10^7$	0,66
Г	Совместное действие постоянной и кратковременной ветровой и (или) монтажной нагрузок	$10^3—10^4$	0,8
Д	Совместное действие постоянной и сейсмической нагрузок	$10—10^2$	0,92
Е	Действие импульсивных и ударных нагрузок	$10^{-1}—10^{-8}$	1,1—1,35

Режим нагружения А характеризуется линейно возрастающей нагрузкой до достижения разрушения при стандартных машинных испытаниях. В табл. 11 приведенное расчетное время действия нагрузки t эквивалентно времени действия постоянной нагрузки, при которой произошло разрушение [22]:

$$t = t'_1 / 38,2, \quad (6)$$

где t'_1 – время испытания до разрушения линейно возрастающей нагрузкой, с.

Таким образом, время стандартных испытаний до разрушения составляет от 40 с до 6,5 мин.

При расчете по сортам изменен порядок назначения расчетных сопротивлений. За базовые приняты расчетные сопротивления R^A , полученные по результатам стандартных испытаний (см. табл. 10), а не соответствующие комбинации нагружения постоянная + снеговая нагрузки:

$$R^A = R^{Bp} (1 - \eta_P v) = R^H / \gamma_m, \quad (7)$$

где $R^{вр}$ – величина временной прочности древесины (среднее значение распределения).

Сравнение величин базовых расчетных сопротивлений сжатию и растяжению вдоль волокон и изгибу согласно СП 64.13330.2011 и СП 64.13330.2017 приведено в табл. 12.

Таблица 12

Расчетные сопротивления древесины по СП 64.13330.2017 и СП 64.13330.2011

Напряженное состояние и характеристика элементов	Расчетные сопротивления по СП 64.13330.2017/СП 64.13330.2011, для сортов древесины, МПа			
	Обозначение	1	2	3
1 Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон:				
а) элементы прямоугольного сечения (за исключением указанных в п. б, в) высотой до 50 см		21/14	19,5/13	13/8,5
б) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 11 до 13 см при высоте сечения свыше 11 до 50 см	$R_{н}^A/R_{н}^P$, R_c^A/R_c^P	22,5/15	21/14	15/10
в) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 13 см при высоте сечения свыше 13 до 50 см	$R_{см}^A/R_{см}^P$	24/16	22,5/15	16,5/11
г) элементы из круглых лесоматериалов без врезок в расчетном сечении		—	24/16	15/10
2 Растяжение вдоль волокон:				
а) элементы из цельной древесины	R_p^A/R_p^P	15/10	10,5/7	—
б) клееные элементы		18/12	13,5/9	—

Расчетные сопротивления отсортированной по сортам древесины сосны, ели и лиственницы европейской определяются по формуле

$$R^p = R^A m_{дл} \prod m_i, \quad (8)$$

где R^A — расчётное сопротивление древесины, МПа, приведенное в табл. 12, влажностью 12% для режима нагружения А согласно табл. 11 в сооружениях 2-го класса функционального назначения, согласно приложению Б СП 64.13330.2017 [21], при сроке эксплуатации до 50 лет;

$m_{дл}$ — коэффициент длительной прочности, соответствующий режиму длительности нагружения (табл. 11);

$\prod m_i$ — произведение коэффициентов условия работ.

По результатам вычислений расчетные сопротивления конкретных конструкций в определенных условиях не будут отличаться от расчетных сопротивлений, определенных по СП 64.13330.2011, но логика назначения $m_{дл}$ будет понятнее: чем больше приведенное расчетное время действия нагрузки, тем ниже величина расчетного сопротивления. Так, при произведении коэффициентов условия работы $\prod m_i = 1$ расчетное сопротивление изгибу древесины 2-го сорта шириной сечения более 130 мм и высотой до 500 мм при действии постоянных и снеговой нагрузок составит

$$R_{и,СП64.13330.2017} = 22,5 \cdot 0,66 \cdot 1 = 14,9 \text{ МПа} \approx R_{и,СП64.13330.2011} = 15 \text{ МПа},$$

где 22,5 относится к $R_{и}^A$ для древесины 2-го сорта;
0,66 относится к $m_{дл}$ для режима нагружения В.

После перевооружения предприятий по переработке древесины и промышленно-сти строительных материалов на основе древесины и после перехода на сортировку по классам прочности в нормативных документах останется один способ определения расчетных сопротивлений – через нормативные сопротивления с учетом характера нагружения и условий эксплуатации.

Библиографический список

1. Керстен К. Современные инженерные деревянные конструкции. Руководство для транспортных ВТУЗов. — М.-Л.: ОГИЗ Гострансиздат, 1932.
2. Технические условия и нормы проектирования и возведения деревянных сооружений. — М.-Л., 1931.
3. Анненков М.Д. Курс деревянных конструкций. — М.-Л.: Главная редакция строительной литературы, 1938.
4. Карлсен Г.Г., Большаков В.В., Каган М.Е., Свенцицкий Г.В. Курс деревянных конструкций. Часть I. — М.: Стройиздат Наркомстроя, 1941.
5. ОСТ 90001-38 Нормы и технические условия проектирования деревянных конструкций. — М.-Л., 1939.
6. Инструкция по проектированию деревянных конструкций. — М.-Л., Госстройиздат, 1940.
7. Указания по проектированию и применению деревянных конструкций в условиях военного времени. — М.: Стройиздат Наркомстроя, 1941.
8. НиТУ 2-47 Нормы и технические условия проектирования деревянных конструкций. — М.: Госстройиздат, 1948.
9. Расчет строительных конструкций по предельным состояниям / Под ред. В.М. Келдыша. — М.-Л., 1951.
10. Карлсен Г.Г., Большаков В.В., Каган М.Е., Свенцицкий Г.В. Деревянные конструкции. 2-е изд. — М.-Л.: Стройиздат, 1952.
11. Коченов В.М. Расчет деревянных конструкций по расчетным предельным состояниям. — М.: Стройиздат, 1955.
12. НиТУ 122-55 Нормы и технические условия проектирования деревянных конструкций.
13. СНиП II-V.4-62 Деревянные конструкции. Нормы проектирования. — М.: Стройиздат, 1962.
14. СНиП I-V.13-62 Лесные материалы. Изделия и конструкции из древесины. — М.: Стройиздат, 1962.
15. СНиП II-V.4-71* Деревянные конструкции. Нормы проектирования. — М.: Стройиздат, 1978.

16. СНиП II-25-80 Деревянные конструкции. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1981.
17. СП 64.13330.2011 Деревянные конструкции. Нормы проектирования.
18. ГОСТ 8486-86 Пиломатериалы хвойных пород. Технические условия.
19. ГОСТ 33080-2014 Конструкции деревянные. Классы прочности конструктивных пиломатериалов и методы их определения.
20. ГОСТ 33081-2014 Конструкции деревянные клееные несущие. Классы прочности элементов конструкций и методы их определения.
21. СП 64.13330.2017 Деревянные конструкции. Нормы проектирования.
22. Рекомендации по испытанию деревянных конструкций. — М.: Стройиздат, 1976.

Автор

Александр Алексеевич ПОГОРЕЛЬЦЕВ, канд. техн. наук, зав. лабораторией несущих деревянных конструкций, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Alexander POGORELTSEV, Ph.D. (Engineering), Chief of Load-bearing wood structures laboratory of TSNIISK named after V.A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: pogara@yandex.ru

тел.: +7 (499) 174-77-45; +7 (916) 272-37-67

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ОГНЕСТОЙКОСТИ КЛАДКИ ИЗ КРУПНОФОРМАТНЫХ КЕРАМИЧЕСКИХ КАМНЕЙ НА ЦЕМЕНТНО-ПЕСЧАНЫХ И КЛЕЕВЫХ РАСТВОРАХ

THE PILOT STUDIES OF FIRE PROOFNESS OF A MASONRY FROM HOLLOW CERAMIC STONES ON HEAVY JOINT AND GLUE MORTARS

О. И. ПОНОМАРЕВ, канд. техн. наук
М. А. МУХИН
О. С. ЧИГРИНА
М. И. КЛЕЙМЕНОВ
А. В. ЛОГВИНОВ

Представлены результаты экспериментальных исследований огнестойкости кладки из крупноформатных пустотно-поризованных керамических камней на тяжелых растворах и клеях. Отмечается, что предел огнестойкости кладки зависит как от конструктивных особенностей камней, толщины стен, так и от вида растворов и клеевого состава. По результатам исследований даны рекомендации о необходимости проверки огнестойкости кладки стен толщиной менее 120 мм огневыми испытаниями, а также расчетами. Одновременно рекомендуется дополнить Свод правил по проектированию ограждающих конструкций из крупноформатных керамических камней специальным разделом, определяющим требования по огнестойкости кладки.

Results of the pilot research of the fire resistance of ceramic large-format masonry unit on heavy mortars and masonry glues are given. It is noted that the limit of fire resistance of a laying depends both on design features of stones, thickness of walls, and on a type of solutions and glue structure. According to the research results, recommendations were given on the need to test the fire resistance of masonry walls with a thickness of less than 120 mm by fire tests, as well as calculations. At the same time, it is recommended to supplement the Code of Practice for the Design of Fencing Constructions of Large-Format Ceramic Stones with a special section defining the requirements for the fire resistance of masonry.

Ключевые слова

Кладка, крупноформатный керамический камень, огнестойкость, пустотность

Keywords:

Fire resistance, large-format ceramic masonry unit, masonry

Специалистами ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство» из Лаборатории сертификации в области пожарной безопасности совместно с Лабораторией блочных, кирпичных и панельных зданий проведены экспериментальные исследования огнестойкости натуральных образцов несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений, возведенных из крупноформатных керамических камней на клеевых растворах.

Испытания строительных конструкций на огнестойкость послужили одним из необходимых компонентов для обеспечения надежности возводимых объектов. Правительством РФ издано специальное Постановление «О повышении пожаробезопасности», действующее наряду с Федеральным законом от 30.12.2009 № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» и Федеральным законом от 22.07.2008 № 123-ФЗ «Технический регламент о требованиях пожарной безопасности».

Такая ситуация вызвана в первую очередь массовым внедрением в практику строительства новых эффективных материалов, не относящихся к негорючим материалам. Имевшие место в России и за рубежом крупные пожары с большим количеством человеческих жертв (в Казани, Набережных Челнах, Алма-Ате, Иркутске и др. городах) были вызваны не только массовым применением горючих материалов и ошибками при проектировании конструкций, но и неправильной оценкой их огнестойкости.

В 2013–2015 гг. в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко на специальном стенде проведены экспериментальные испытания фрагментов кладки наружных стен из крупноформатных керамических камней, пустотность которых достигала 55%, на огнестойкость. Эти кладочные изделия в последние годы находят всё более широкое применение при возведении жилых зданий. Высокая пустотность камней, изготовленных из поризованной керамики, обеспечивает высокие теплотехнические характеристики кладки наружных стен, возводимых с применением таких изделий, и позволяет использовать двухслойные стены без применения эффективного утеплителя.

В настоящее время во многих регионах России введены в эксплуатацию технологические линии по выпуску крупноформатных пустотно-поризованных керамических камней. Вслед за заводом «Победа» в Санкт-Петербурге, такие изделия стали выпускать в г. Киржаче (Владимирская область), г. Славянске (Краснодарский край), г. Калининграде, г. Верхне-Волжском и в других городах РФ.

Проведение огневых испытаний натуральных фрагментов кладки стен из крупноформатных пустотно-поризованных камней показало, что конструкции стен имеют различный предел огнестойкости, который в зависимости от вида кладочного раствора, конструкции камня (размеры и расположение внутренних перегородок), толщины стен и ряда других факторов. Это необходимо учитывать при проектировании несущих и огра-

ждающих конструкций зданий и сооружений.

В соответствии с европейскими нормами Еврокод 6 «Проектирование каменных конструкций» EN 1996-1-2 «Общие правила. Проектирование огнестойких конструкций» при проектировании зданий с применением крупноформатных керамических камней требуется учитывать следующие факторы:

- тип камня (пустотность, толщина внутренних перегородок и наружных стенок);
- плотность камня;
- конструкция стены (однослойные, двухслойные, несущие, ненесущие);
- коэффициент использования несущей способности кладки;
- вид кладочного раствора (цементно-песчаный или клеевой кладочные растворы).

Проведенные в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко испытания огнестойкости конструкций подтвердили необходимость учета приведенных характеристик несущих и ненесущих стен, свойств кладочных стеновых изделий и типа применяемого кладочного раствора при проектировании зданий и сооружений.

Специалистами Лаборатории сертификации в области пожарной безопасности и Лаборатории блочных, кирпичных и панельных зданий ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко проведены испытания по определению предела огнестойкости образцов несущих и ненесущих стен из керамических крупноформатных камней, выпускаемых по ГОСТ 530-2012. Температура окружающей среды в помещении при проведении испытаний образцов 14 – 18 °С, относительная влажность воздуха 63–69%, атмосферное давление 98–100 кПа.

В процессе испытаний в огневой камере испытательной печи контролировалось и поддерживалось избыточное давление (10 ± 2) Па. Испытания проведены на образцах трех видов:

- образцы несущей стены габаритами $3130 \times 3240 \times 250$ мм из керамических крупноформатных камней марки М100 с размерами $390 \times 250 \times 236$ мм на цементно-песчаном растворе;
- образцы ненесущей стены (для возведения перегородок) габаритами $3300 \times 3300 \times 120$ мм из керамических крупноформатных камней марки М75 с размерами $390 \times 120 \times 236$ мм на цементно-песчаном растворе;
- образцы несущих стен габаритами $3180 \times 2380 \times 380$ мм из керамических крупноформатных камней марки М100 с размерами $250 \times 380 \times 219$ мм на растворе для тонкошовной кладки.

Прочность кладочных растворов на момент испытаний составляла:

- цементно-песчаного раствора — М10 – М15;
- клеевого раствора — М25 – М50.

Образцы несущих стен испытывали при действии равномерно распределенной нагрузки 10 т/пог. м. Равномерно распределенную нагрузку устанавливали не менее чем за 30 мин до начала испытаний и поддерживали с точностью $\pm 5\%$ (ГОСТ 30247.1-94).

Величину нагрузки на несущие стены устанавливали с учетом прочности кладки на момент проведения испытаний. В целях повышения эффективности использования обо-

рудования огневые испытания проводили через три дня после изготовления образцов и установки датчиков.

Заданная нагрузка при экспериментальных испытаниях соответствовала 50–70% от разрушающей нагрузки на образец.

Всего были испытаны по два образца каждого типа несущих и ненесущих стен.

На рис. 1 и 2 показаны схема расстановки измерительных приборов (термопар) и схема нагружения.

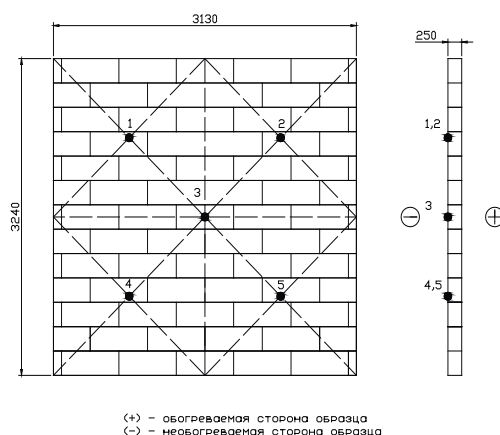


Рис. 1. Схема расстановки термопар на образце

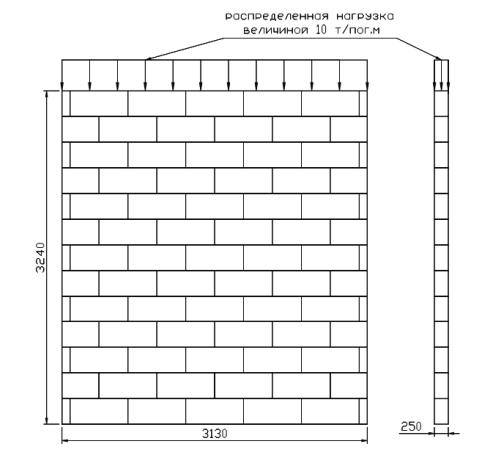


Рис. 2. Схема нагружения образцов

Испытания проводили до наступления предельного состояния по потере целостности (E), по потере теплоизолирующей способности (I), по потере несущей способности (R) вследствие обрушения в зависимости от того, какое из предельных состояний наступит ранее.

В процессе испытаний в огневой камере испытательной печи поддерживался стандартный температурный режим, характеризуемый зависимостью:

$$T - T_0 = 345 \lg(8t + 1),$$

где T – температура в печи, соответствующая времени t , °С;

T_0 – температура в печи до начала теплового воздействия, °С;

t – время, исчисляемое до начала испытаний, мин.

В соответствии с ГОСТ 30247.1-94 «Методы испытаний на огнестойкость» предельное состояние по потере теплоизолирующей способности наступает при повышении температуры на необогреваемой поверхности конструкции в среднем более чем на 140 °С или в любой точке этой поверхности более чем на 180 °С в сравнении с температурой конструкции до испытания.

На рис. 3-6 приведены графики изменения температуры в печи и на необогреваемой поверхности при испытаниях образцов.

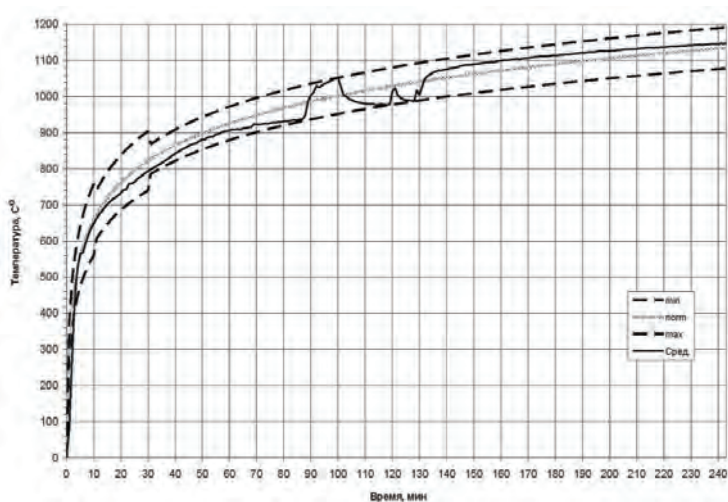


Рис. 3. Изменение температуры в печи при испытании образца №1

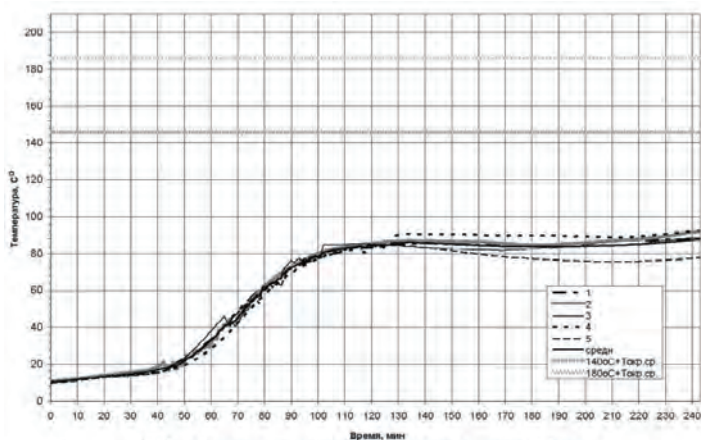


Рис. 4. Изменение температуры на необогреваемой поверхности образца №1.

Рис. 4. Изменение температуры на необогреваемой поверхности образца №1

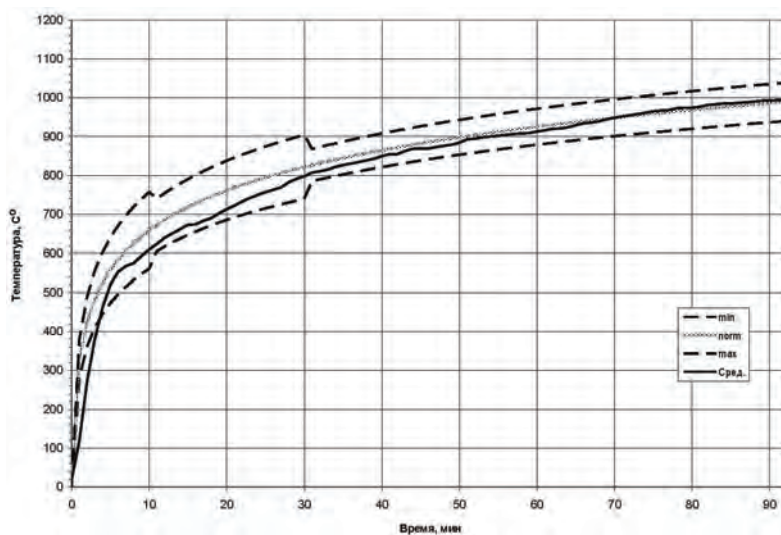


Рис. 5. Изменение температуры в печи при испытании образца №2

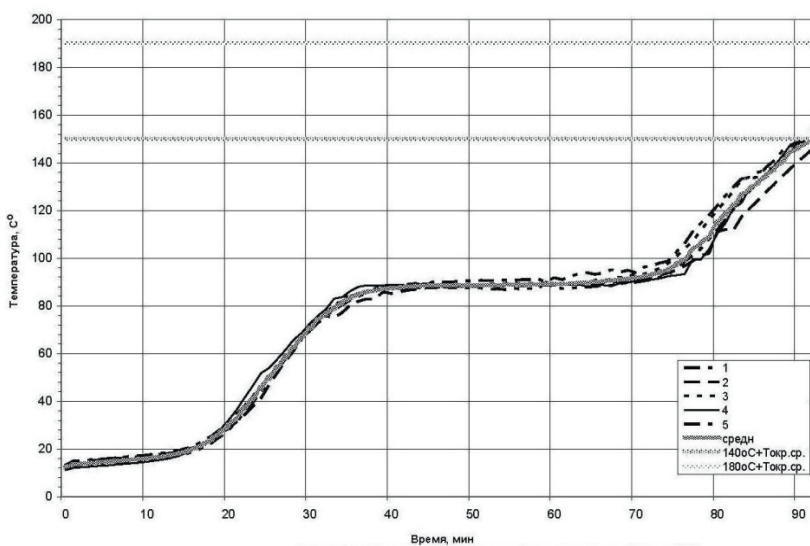


Рис. 6. Изменение температуры на необогреваемой поверхности образца №2

В соответствии с проведенными испытаниями предел огнестойкости образца несущей стены из керамических крупноформатных камней размерами $390 \times 280 \times 250$ мм на цементно-песчаном растворе, составил более REI 240, т.е. более 4 ч.

Меньшую огнестойкость показали образцы из крупноформатных керамических камней на цементно-песчаном растворе толщиной 120 мм. На рис. 6 показано, что температура на необогреваемой поверхности образцов достигла $T = 150$ °С через 91 мин. Время наступления предельного состояния по потере теплоизолирующей способности (I) составило чуть более 1,5 ч.

Испытания образцов несущей стены из крупноформатных керамических камней на клеевых растворах для тонкошовной кладки дали следующие результаты:

- время наступления предельного состояния по потере несущей способности (R) достигнуто через 76 мин от начала испытания;
- то же по потере целостности (E).

Результаты проведенных исследований и анализ ранее выполненных работ показали, что наименьший предел огнестойкости имеет кладка на клеевых растворах и строительных клеях. Основной причиной снижения предела огнестойкости в этом случае является фактор горючести отдельных компонентов входящих в составы клеевых растворов и клеев.

При огневых испытаниях натуральных стеновых образцов из крупноформатных керамических камней возникали локальные участки повышенных деформаций (выпучивание внешних стенок камня) с обогреваемой стороны, что наиболее интенсивно выражалось в средней и верхней частях образцов. Это приводило к образованию в кладке вертикальных каналов, через которые нагретый воздух проникал внутрь образца (стены), вследствие чего происходило скалывание сначала внешних граней, а затем — и внутренних граней крупноформатных керамических камней, с уменьшением сечения, воспринимающего нагрузку.

На основании анализа результатов проведенных экспериментальных исследований могут быть сделаны следующие выводы:

1. Испытания образцов кладки из крупноформатных керамических камней показали, что кладка имеет различный предел огнестойкости в зависимости от толщины стен, вида применяемого кладочного раствора и пустотности кладочных стеновых изделий.

2. При проектировании конструкций перегородок из крупноформатных керамических камней следует учитывать, что для стен толщиной 120 мм на тяжелых растворах время наступления предельного состояния по теплоизолирующей способности не превышает 1,5 ч.

3. При проектировании несущих и ограждающих конструкций из крупноформатных пустотно-поризованных керамических камней необходимо оценивать огнестойкость кладки, в том числе с проведением огневых испытаний конструкций, и разрабатывать мероприятия по обеспечению огнестойкости стен в случае применения кладки на клеевых растворах для тонкошовной кладки, а также при проектировании стен толщиной менее 250 мм на кладочных растворах всех видов.

Примечание: Результаты проведенных испытаний и их сравнение с результатами исследований, проведенных во ВНИПО МЧС, а также сравнение с данными зарубежных исследований показали, что при повышении нагрузки, огнестойкость кладки по потере несущей способности снижается.

4. В Своде правил по проектированию несущих и ограждающих конструкций с применением крупноформатных керамических камней пустотностью более 48% необходимо указать требования к кладке стен из указанных изделий, которые обеспечат требуемый предел огнестойкости. Аналогичные требования приведены в Европейских нормах по проектированию каменных конструкций с учетом огнестойкости EN 1996-1-2.

Библиографический список

1. ГОСТ 30247.0-94 Конструкции строительные. Методы испытания на огнестойкость.
2. ГОСТ 30247.1-94 Конструкции строительные. Методы испытания на огнестойкость. Несущие и ограждающие конструкции.
3. СТ СЭВ 383-87. Пожарная безопасность в строительстве. — Магдебург, 1987.
4. СНиП 21-01-97* Пожаробезопасность зданий и сооружений.
5. СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81*.
6. Пособие к СНиП II-80-2 по определению пределов огнестойкости конструкций, пределов распространения огня по конструкциям и групп возгораемости материалов. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. — М.: Стройиздат, 1985.
7. EN 1996-1-1 Каменные конструкции. Проектирование огнестойких конструкций.
8. EN 1996-1-2 Проектирование каменных конструкций. Часть 1-2: Общие правила. Расчет конструкций при пожаре. — Брюссель, 2004.
9. Бушев В.П., Пчелинцев В.А., Федоренко В.С., Яковлев А.И. Огнестойкость зданий. — М.: Стройиздат, 1970.
10. Бартелеми Б., Крюппа Ж. Огнестойкость строительных конструкций. — М.: Стройиздат, 1985.
11. Яковлев А.И. Расчет огнестойкости строительных конструкций. — М.: Стройиздат, 1988.
12. Ройтман В.М. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий. — М.: Пожнаука, 2001.

Авторы:

Олег Иванович ПОНОМАРЕВ, канд. техн. наук, заместитель директора по науке ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Oleg PONOMAREV, Ph.D. (Engineering), Deputy Director for Science of TSNIISK named after V.A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: 1701088@mail.ru

тел.: +7 (985) 643-92-37; +7 (499) 174-70-23

Михаил Александрович МУХИН, инженер, зав. сектором ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Mikhail MUKHIN, Engineer, Head of Sector, TSNIISK named after V.A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: mukhin@myrambler.ru

тел.: +7 (926) 213-79-27; +7 (499) 174-70-23

Ольга Сергеевна ЧИГРИНА, инженер, зав. сектором ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко
АО «НИЦ «Строительство», Москва

Olga CHIGRINA, Engineer, Head of Sector, TSNIISK named after V.A. Koucherenko
JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: 1701088@mail.ru

тел.: +7 (962) 985-90-87; +7 (499) 174-70-23

Максим Игоревич КЛЕЙМЕНОВ, инженер, заместитель руководителя Центра сертификации и испытаний «Огнестойкость», Москва

Maxim KLEYMENOV, Engineer, Deputy Head of Center of certification and tests «Fire resistance», Moscow

e-mail: maxim@tsniiskfire.com; 1701088@mail.ru

тел.: +7(926) 529-20-67; +7 (495) 709-32-82

Александр Викторович ЛОГВИНОВ, инженер, технический директор ООО ТД «Браер», Москва

Alexander LOGVINOV, Engineer, Technical Director ООО TD «Braer», Moscow

e-mail: logvinov@braer.ru; 1701088@mail.ru

РАСЧЕТ НОВЫХ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ПЛОСКОМ НАПРЯЖЕННОМ СОСТОЯНИИ

THE CALCULATION OF NEW MASONRY STRUCTURES UNDER PLANE STRESS

О. И. ПОНОМАРЕВ, канд. техн. наук

К. П. ПЯТИКРЕСТОВСКИЙ, д-р техн. наук

М. А. МУХИН

Кратко излагается теория Г.А. Гениева «О критерии прочности каменной кладки при плоском напряженном состоянии», разработанная в 1979 г. и получившая развитие в ряде работ автора с его сотрудниками. В то время было мало экспериментов для подтверждения теории. Разработка новых стеновых материалов, в частности, крупноформатных керамических ячеистобетонных и силикатных, применяемых для изготовления укрупненных блоков, отличающихся высокой точностью геометрических размеров. Появилась возможность устройства тонкошовных и клеёных кладок. Уменьшенная толщина стен и повышенные напряжения требуют учета двухосного напряженного состояния. Необходимы экспериментальные исследования для проверки конструктивных решений. Применение теории расчета при плоском напряженном состоянии нуждается в экспериментальной проверке. Материалы статьи должны способствовать уточнению методики испытаний и дальнейшему развитию теории. Приводится пример расчета образца стены на двухосное сжатие.

The article gives the summary of G.A. Geniev's theory 'The failure criteria of masonry under plane stress' developed in 1979 and elaborated in several works of his employees. At that time, there were few experiments to confirm the theory. Then the development of new wall materials, in particular large-format ceramic cellular concrete and silicate used for the manufacture of enlarged blocks, was started. Such blocks were characterized by high accuracy of geometric dimensions. Also it became possible to have thin-seamless and glued laying. Reduced wall thickness and increased stresses require taking into account biaxial stress state. Experimental studies are to be carried out for testing design solutions.

Application of the calculation theory under plane stress state needs experimental verification. The article should contribute to the refinement of test methods and further development of the theory. The calculation example for the wall sample at biaxial compression is given.

Ключевые слова:

Испытания при двухосном приложении нагрузок, критерии прочности каменной кладки, плоское напряженное состояние

Keywords:

Failure criteria of masonry, plane stress state, testing under biaxial load

Статья посвящена теоретическим исследованиям и разработке критериев прочности при плоском напряженном состоянии [1,2].

В последние годы отечественные заводы строительных материалов освоили выпуск современных стеновых кладочных изделий, отличающихся высокой точностью геометрических размеров. Кладку таких изделий рекомендуется вести с применением растворов для тонкошовной кладки, что обеспечивает более высокую производительность труда каменщиков и, как следствие, экономический эффект в результате снижения трудозатрат. Этому способствует также использование крупноразмерных ячеистобетонных камней плотностью от 300 до 1000 кгс/м³.

В ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко проведены испытания кладочных образцов в соответствии с методикой, установленный ГОСТ 8462 «Материалы стеновые. Методы определения прочности при сжатии и изгибе». Получены достоверные экспериментальные данные о прочности и деформативности кладки из стеновых силикатных и ячеистобетонных блоков на клеевом растворе для тонкошовной кладки и данные о влиянии толщины шва на прочность кладки. По результатам экспериментов получены величины расчетного сопротивления и модуль деформации кладки.

Условия эксплуатации новой кладки характеризуются не только сжатием в плоскости стены, но и сдвигом по швам и по материалу камней, а также изгибом из плоскости стены.

Действующие нормы используют, в основном, разработки наших известных ученых Л.И. Онищика, С.В. Полякова, В.А. Камейко, Г.Н. Брусенцова, М.К. Ищука, А.А. Емельянова, Ю.В. Вишнякова, А.В. Черкашина, О.И. Пономарёва и др. [3-10].

Указания норм основаны на раздельном учете действующих факторов. Это было оправдано для кирпичной и каменной кладок массивных стен или стен, где при эксплуатации прочность камней не исчерпывается.

Последние два-три десятилетия вопросам учета сложного напряженного состояния уделяется внимание, появились публикации по расчётам, но для оценки теоретических результатов в настоящее время выполнен недостаточный объем экспериментальных исследований.

К 2017 г. выполнялись экспериментальные работы, результаты которых содержат достаточные с точки зрения действующей нормативной документации данные по прочности и деформациям образцов при центральном сжатии.

Предлагаемая статья содержит краткое изложение теоретических исследований, проведённых Г.А. Гениевым и его сотрудниками, по прочности и пластичности при плоском напряженном состоянии и предварительные результаты их использования для практики. Ставится задача разработать методику дальнейших экспериментальных исследований плоского напряженного состояния.

Формулируя критерии прочности каменной кладки, Г.А. Гениев предлагает определять каждую разновидность (марку) кладки шестью основными независимыми пределами прочности:

R_{cx}, R_{cz} – на одноосное сжатие перпендикулярно вертикальным (перевязанным) и горизонтальным (неперевязанным) швам соответственно;

R_{px}, R_{pz} – на одноосное растяжение перпендикулярно вертикальным и горизонтальным швам соответственно;

C_x, C_z – на сдвиг по перевязанному (вертикальному) и неперевязанному (горизонтальному) сечениям.

На основании существующих экспериментальных данных Г.А. Гениевым установлено, что в общем случае плоского напряженного состояния возможны три различных механизма разрушения каменной кладки:

- 1) Разрушение от раздробления, проявляющееся при одноосном или двухосном сжатии;
- 2) Разрушение от отрыва, проявляющееся при двухосном растяжении;
- 3) Разрушение от сдвига, проявляющееся обычно при смешанных двухосных напряженных состояниях сжатия-растяжения.

Основные требования, которым должен удовлетворять критерий прочности каменной кладки в общих и частных случаях плоского напряженного состояния, формулируются следующим образом:

1. Аналитические выражения критерия прочности, относящиеся к области отрыва, смятия и скалывания, должны определять зависимость предельных главных напряжений σ_1 и σ_3 от угла α , представляющего собой угол между направлением наибольшего главного напряжения и главной осью анизотропии;

2. При одноосном сжатии σ_1 вдоль горизонтальных швов ($\alpha = \pi/2$) и одноосном сжатии поперёк горизонтальных швов предельные напряжения $|\sigma_3|$ должны быть равны соответствующим пределам прочности R_{cx}, R_{cz} ;

3. При одноосном растяжении вдоль горизонтальных швов ($\alpha = 0$) и одноосном растяжении поперёк горизонтальных швов ($\alpha = \pi/2$) предельные напряжения σ_1 должны быть равны соответствующим пределам прочности R_{px}, R_{pz} ;

4. При двухосном равномерном растяжении или сжатии аналитические выражения критерия прочности, относящиеся к области отрыва или раздробления, не должны содержать в себе параметр α , являющийся в данном случае неопределенной величиной;

5. Аналитическое выражение критерия прочности, относящееся к области скалывания в область смешанных двухосных напряженных состояний растяжения или сжатия вдоль или поперёк горизонтальных швов должна определять соответствующие напряжения σ_1

$$\sigma_1(\alpha = 0) \geq R_{px}; \sigma_1\left(\alpha = \frac{\pi}{2}\right) \geq R_{pz}; \left| \sigma_3\left(\alpha = \frac{\pi}{2}\right) \right| \geq R_{cx}; \sigma_3(\alpha = 0) \geq R_{cz}. \quad (1)$$

Условия (1) накладывают определённые ограничения на соотношение между величинами C_x, C_z и $R_{cx}, R_{cz}, R_{px}, R_{pz}$ и выражают то, что при данных видах одноосных напряженных состояний причиной разрушения каменной кладки является не скалывание, а

отрыв или раздробление.

В случае плоского напряженного состояния, когда в рассматриваемой точке по крайней мере одно из главных напряжений является растягивающим, возможно разрушение кладки от отрыва по некоторой площадке, направление которой зависит от соотношения между главными напряжениями, и ориентации главных осей напряжений относительно направления горизонтальных швов.

Пусть в некоторой точке действует система нормальных (σ_x, σ_z) и касательных (τ_{xz}) напряжений, соответствующая главным напряжениям σ_1, σ_3 , из которых по крайней мере σ_1 является растягивающим. Введём следующие обозначения φ — угол между нормалью π к опасной площадке отрыва и осью x , ω — угол между нормалью и направлением напряжений σ_1 , причём:

$$\omega = \varphi - \alpha. \quad (2)$$

Предел прочности каменной кладки на растяжение по нормали к площадке отрыва изменяется от своего максимального значения R_{px} до минимального R_{pz} по некоторому закону $R_p = R_p(\varphi)$, который в настоящее время может быть установлен лишь исходя из результатов экспериментальных исследований прочности каменной кладки при одноосном растяжении. Опытные зависимости $\sigma_1 = \sigma_1(\alpha)$ хорошо аппроксимируются соотношением:

$$[\sigma(\alpha)]^{-1} = \cos^2 \alpha |R_{px} + \sin^2 \alpha |R_{pz}. \quad (3)$$

Таким образом, выражение критерия прочности для области отрыва, записанное для случая одноосного напряженного состояния $\sigma_3 = 0$, должно совпадать с соотношением (3). Это совпадение имеет место в том и только в том случае, если представить зависимость в виде

$$R_p(\varphi) = R_{px} \cos^2 \varphi + R_{pz} \sin^2 \varphi, \quad (4)$$

или в иной форме:

$$R_p(\varphi) = 0,5(R_{px} + R_{pz}) + 0,5(R_{px} - R_{pz}) \cos 2\varphi. \quad (5)$$

Направление опасной площадки отрыва находим из условия

$$\max [\bar{\sigma}_n - R_p(\varphi)] = 0, \quad (6)$$

$$\text{где } \bar{\sigma}_n = 0,5(\sigma_1 + \sigma_3) + 0,5(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\omega. \quad (7)$$

Величины σ_1, σ_3 и α являются известными. Условие (6) после подстановки в него (7), (5) и зависимости (2) может быть реализовано в форме

$$\frac{d \left\{ (\sigma_1 + \sigma_3) + (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2(\varphi - \alpha) - \left[(R_{px} + R_{pz}) - (R_{px} - R_{pz}) \cos 2\varphi \right] \right\}}{d\varphi} = 0. \quad (8)$$

Отсюда следует выражение для $\operatorname{tg} 2\bar{\varphi}$, определяющее значение угла $\varphi = \bar{\varphi}$ для площадки отрыва:

$$\operatorname{tg} 2\bar{\varphi} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\alpha}{(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\alpha - (R_{px} - R_{pz})}. \quad (9)$$

Подставляя (9) в соответствующие слагаемые в фигурной скобке (8) и приравнявая ее нулю, получим аналитическое выражение критерия прочности каменной кладки, относящееся к области отрыва:

$$\left(\frac{\cos^2 \alpha}{R_{px}} + \frac{\sin^2 \alpha}{R_{pz}} \right) \sigma_1 - \frac{\sigma_1 \sigma_3}{R_{px} R_{pz}} + \left(\frac{\cos^2 \alpha}{R_{px}} + \frac{\sin^2 \alpha}{R_{pz}} \right) \sigma_3 - 1 = 0. \quad (10)$$

В случае одноосного растяжения ($\sigma_3 = 0$) из уравнения (10) следует соотношение (3).

Уравнение (10) удовлетворяет сформулированным выше требованиям критерию прочности 2) и 4). В случае двухосного равномерного растяжения ($\sigma_1 = \sigma_3 = 0$) уравнение (3.9) не содержит в себе параметр α и определяет значение ($\sigma_0 = R_{pz}$), соответствующее меньшему значению его корней.

Приведенные выше выкладки позволяют непосредственно записать выражения для критерия прочности каменной кладки:

в области раздробления

$$\left(\frac{\cos^2 \alpha}{R_{cx}} + \frac{\sin^2 \alpha}{R_{cz}} \right) \sigma_1 + \frac{\sigma_1 \sigma_3}{R_{cx} R_{cz}} + \left(\frac{\cos^2 \alpha}{R_{cx}} + \frac{\sin^2 \alpha}{R_{cz}} \right) \sigma_3 + 1 = 0; \quad (11)$$

в области отрыва

$$\left(\frac{\cos^2 \alpha}{R_{px}} + \frac{\sin^2 \alpha}{R_{pz}} \right) \sigma_1 - \frac{\sigma_1 \sigma_3}{R_{px} R_{pz}} + \left(\frac{\cos^2 \alpha}{R_{px}} + \frac{\sin^2 \alpha}{R_{pz}} \right) \sigma_3 - 1 = 0. \quad (12)$$

В области смешанных двухосных напряженных состояний сжатия-растяжения наибольшую опасность представляет разрушение кладки от сдвига, которое может произойти либо по неперевязанному шву, либо по некоторой ступенчатой линии, направление которой зависит от соотношения между главными напряжениями и ориентацией главных осей.

Поскольку каменная кладка обладает сильно выраженным свойством внутреннего трения, для определения её критерия прочности при сдвиге должно быть использовано уравнение, учитывающее это свойство:

$$\sigma_1^2 - 2(1 + 2\mu^2) \sigma_1 \sigma_3 + \sigma_3^2 + 2\mu(C_x + C_z)(\sigma_1 + \sigma_3) + 2(C_x - C_z)(|\sin 2\alpha| - \mu \cos 2\alpha)(\sigma_1 - \sigma_3) - 4C_x C_z = 0 \quad (13)$$

В системе координат xz уравнения (11), (12), (13) записываются в виде:

$$(R_{cx} + \sigma_x)(R_{cx} + \sigma_z) - \tau_{xz}^2 = 0; \quad (14)$$

$$(R_{px} + \sigma_x)(R_{px} - \sigma_z) - \tau_{xz}^2 = 0; \quad (15)$$

$$\sigma_1^2 - 2(1 + 2\sigma^2)\sigma_x\sigma_z + \sigma_z^2 + 4\sigma(C_x\sigma_z + C_z\sigma_x) + 4(1 + \sigma^2)\sigma_x z^2 + 4(C_x - C_z)\sigma_x z - 4C_x C_z = 0. \quad (16)$$

Для построения в дальнейшем теоретических областей прочного сопротивления кладки выпишем полную систему модифицированных критериев прочности (предельных условий)

$$-R_{cx} \leq \sigma_x \leq R_{px}; \quad (17)$$

$$-R_{cx} \leq \sigma_z \leq R_{pz}; \quad (18)$$

$$|\tau_{xz}| \leq C_z - \mu\sigma_z; \quad (19)$$

$$-R_{c1}(\alpha) \leq \sigma_1 \leq R_{p1}(\alpha); \quad (20)$$

$$-R_{c3}(\alpha) \leq \sigma_3 \leq R_{p3}(\alpha); \quad (21)$$

$$\tau_{13} \leq C_{13}(\alpha) - \mu\sigma_{13}, \quad (22)$$

$$\text{где } \sigma_x = \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_3 \sin^2 \alpha; \quad \sigma_z = \sigma_1 \sin^2 \alpha + \sigma_3 \cos^2 \alpha; \quad (23)$$

$$\tau_{xz} = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \alpha \cos \alpha; \quad \sigma_{13} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}; \quad \tau_{13} = \frac{\sigma_1 \sigma_3}{2}.$$

Остановимся на случае чистого сдвига. При этом $(\sigma_1 = -\sigma_3 = \tau)$ и уравнение (16) приводится к виду

$$(1 + \mu^2) \tau^2 + (C_x + C_z)(|\sin 2\alpha| - \mu \cos 2\alpha) \tau - C_x C_z. \quad (24)$$

Рассмотрим два характерных случая чистого сдвига:

- 1) Сжатие в вертикальном и растяжение в горизонтальном направлениях ($\alpha = 0$);
2. Растяжение в вертикальном и сжатие в горизонтальном направлениях ($\alpha = \pi/2$).

На основании уравнения (24) имеем:

$$\tau(0) = \frac{[\mu^2(C_x - C_z) + 4(1 + \mu^2)C_x C_z]^{\frac{1}{2}} + \mu(C_x - C_z)}{2(1 + \mu^2)}; \quad (25)$$

$$\tau\left(\frac{\pi}{2}\right) = \frac{[\mu^2(C_x - C_z) + 4(1 + \mu^2)C_x C_z]^{\frac{1}{2}} - \mu(C_x - C_z)}{2(1 + \mu^2)}. \quad (26)$$

Таким образом, при $\mu \neq 0$ $\tau(0) > \tau\left(\frac{\pi}{2}\right)$. Этому результату можно дать следующую интерпретацию. В первом случае ($\alpha = 0$) главные касательные напряжения способствуют обжатю и уплотнению горизонтальных (неперевязанных) швов. Во втором случае ($\alpha = \frac{\pi}{2}$) главные касательные напряжения способствуют разупрочнению и раскрытию швов. При ($\alpha = \frac{\pi}{4}$) уравнение (24) определяет

$$\tau\left(\frac{\pi}{4}\right) = \frac{\left[(C_x - C_z) + 4(1 + \mu^2)C_x C_z \right]^{\frac{1}{2}} - (C_x - C_z)}{2(1 + \mu^2)}. \quad (27)$$

Этот случай соответствует одинаковому углу наклона главных осей напряжений к направлениям горизонтальных и вертикальных швов.

Система нормальных напряжений ($\sigma_1 = -\sigma_3 = \tau$) при ($\alpha = \frac{\pi}{4}$) эквивалентна системе напряжений в главных осях анизотропии, равных ($\sigma_x = \sigma_z = 0$), $\tau_{xz} = \tau$.

При ($\mu = 0$) значение τ по формуле (20) составляет $\tau = \tau\left(\frac{\pi}{4}\right) = C_z$, т. е. в этом случае прочность кладки определяется пределом прочности на сдвиг по неперевязанному шву.

Определим по уравнению (13) значения четырех пределов прочности, соответствующих одноосному сжатию в вертикальном и горизонтальном направлениях, одноосному растяжению по тем же направлениям:

$$\sigma_3(0) = -2 \left\{ \left[C_x (\mu^2 C_x + C_z) \right]^{\frac{1}{2}} + \mu C_x \right\}; \quad (28)$$

$$\sigma_3\left(\frac{\pi}{2}\right) = - \left\{ \left[C_z (\mu^2 C_z + C_x) \right]^{\frac{1}{2}} + \mu C_z \right\}; \quad (29)$$

$$\sigma_1\left(\frac{\pi}{2}\right) = 2 \left\{ \left[C_x (\mu^2 C_x + C_z) \right]^{\frac{1}{2}} - \mu C_x \right\}; \quad (30)$$

$$\sigma_1(0) = 2 \left\{ \left[C_z (\mu^2 C_z + C_x) \right]^{\frac{1}{2}} - \mu C_z \right\}. \quad (31)$$

Формулы (28) и (29) определяют значение пределов прочности на одноосное сжатие соответственно в вертикальном и горизонтальном направлениях в предположении, что прочность кладки определяется сдвигом по опасным площадкам скольжения. Формулы (30) и (31) определяют значения пределов прочности на одноосное растяжение соответственно в вертикальном и горизонтальном направлениях в предположении той же физической картины разрушения. Поскольку нет оснований считать, что при данных одноосных напряженных состояниях причиной разрушения каменной кладки является сдвиг, а не раздробление или отрыв, значения пределов прочности, определяемые формулами (28) – (31), должны удовлетворять условиям:

$$\left| \sigma_3(0) \right| \geq R_{cz}; \quad \left| \sigma_3\left(\frac{\pi}{2}\right) \right| \geq R_{cx}; \quad \left| \sigma_1\left(\frac{\pi}{2}\right) \right| \geq R_{px}; \quad \left| \sigma_1(0) \right| \geq R_{pz} \quad (32)$$

Числовой пример практического использования модифицированных критериев прочности для каменной кладки и определение предельной (разрушающей) нагрузки.

Пусть напряженное состояние в некоторой точке (или в области конечных размеров) элемента каменной конструкции на основании статического расчета определяется следующими значениями главных нормальных напряжений и их ориентацией относительно главных осей анизотропии, показанными на рис. 1.

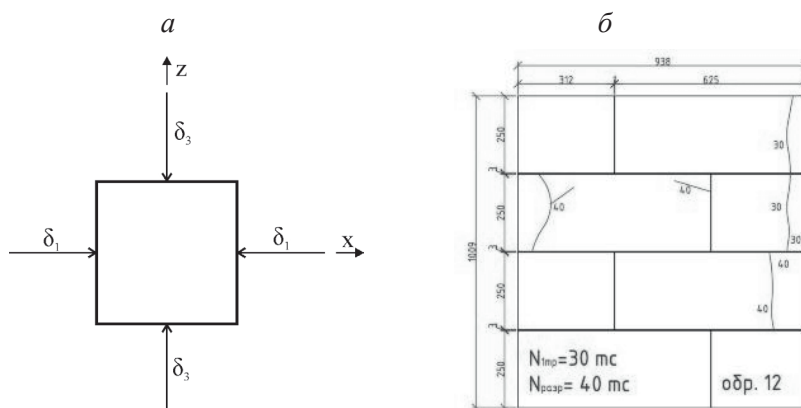


Рис. 1. Схема образца, работающего при двухосном сжатии (а) и расположение трещин в кладке в предельном состоянии (б)

$$\sigma_1 = -0,5q; \quad \sigma_3 = -8q; \quad \alpha = 90^\circ,$$

где q – параметр внешней нагрузки, МПа

Требуется определить предельное значение q , соответствующее разрушению материала в данной точке или области, а также установить физическую картину (причину) разрушения, при $\alpha = 90^\circ$.

Пусть, как и в экспериментах, описанных в отчете ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко «Исследование прочности и деформативности кладки из силикатных и ячеистобетонных блоков на клееных растворах для тонкошовной кладки и определение нормируемых параметров швов» (М., 2017 г.):

$R_{cx} = R_{cz} = R_c = -7,52$ МПа; $R_{cz} = 0,12$ МПа; $C = 2$ МПа; $C_z = 2$ МПа; $\mu_z = 0,5$ МПа. Заданная система главных напряжений на основании (23)

$$\sigma_x = \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_3 \sin^2 \alpha; \quad \sigma_z = \sigma_1 \sin^2 \alpha + \sigma_3 \cos^2 \alpha;$$

$$\text{составит } \sigma_x = -7,52q; \quad \sigma_1 = -0,5q; \quad \sigma_3 = -7,52q; \quad \tau_{13} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{-0,5q + 7,52q}{2} = 3,01q.$$

Коэффициент внутреннего трения согласно [1] можно принять равным 0,5. На основании рекомендованных для каменной кладки ограничений находим:

$$-R_c \leq \sigma_1 \leq R_{p1}(\alpha); \quad -R_c \leq \sigma_3 \leq R_{p1}(\alpha); \quad (33)$$

$$\tau_{13} \leq C_{13}(\alpha) - \mu(\alpha)\sigma_{13}; \quad |\tau_{xz}| < C_z - \mu_z \sigma_z.$$

Коэффициент внутреннего трения μ при сдвиге зависит от направления опасной площадки скольжения на основании экспериментальных данных установлен зависимостью

$$\mu = \mu(\chi) = \frac{1}{2} [(\mu_x + \mu_z) - (\mu_x - \mu_z) |\sin 2\alpha|],$$

где μ_x — коэффициент внутреннего трения при сдвиге по перевязанным швам;
 μ_z — коэффициент внутреннего трения по неперевязанным швам.

$$\text{При } \alpha = 0 \text{ или } \alpha = \frac{\pi}{2} \quad \mu = (\mu_x + \mu_z) / 2, \quad \mu = \frac{0,5 + 0,5}{2} = 1.$$

Находим $\sigma_1 = -R_c - 0,5q = -7,52$ МПа; $q = 15,04$ МПа;

$\sigma_3 = -R_c - 8q = 7,52$ МПа; $q = 0,94$ МПа.

При этом $q_{\min} = 0,94$ МПа и разрушение материала происходит от действия главных сжимающих напряжений.

В [2] показано, что несмотря на существенный разброс экспериментальных данных модифицированные критерии прочности (33) достаточно хорошо аппроксимируют их на всём диапазоне рассмотренных напряженных состояний.

Заключение

Таким образом, критерии прочности позволяют в едином расчете при помощи несложных формул определить взаимодействие внутренних напряжений при плоском напряженном состоянии каменной кладки с учетом особенностей сравнительно нового материала – тонкошовной кладки из ячеистобетонных камней.

Пока недостает полноценных экспериментальных результатов испытаний. Приведенное исследование поможет уточнить методику предстоящих исследований кладки при двухосном напряженном состоянии и разработать предложения по использованию в дальнейших редакциях норм.

Библиографический список

1. *Гениев Г.А.* О критерии прочности каменной кладки при плоском напряженном состоянии // *Строительная механика и расчет сооружений.* — 1979. — №2. — С. 7-11.
2. *Гениев Г.А., Курбатов А.С., Самедов Ф.А.* Вопросы прочности и пластичности анизотропных материалов. — М.: Интербук, 1993.
3. *Онищик Л.И.* Каменные и армокаменные конструкции промышленных и гражданских зданий. — М.-Л.: Стройиздат, 1939.
4. *Поляков С.В., Бабинцева А.Н.* Экспериментальное исследование прочности кладки из силикатного и обожженного кирпича при длительном действии нагрузки / Исследование по сейсмостойкости крупнопанельных и каменных зданий. М.: Стройиздат, 1964. — С. 270-284.
5. *Камейко В.А.* Испытание кладки керамических и пустотелых блоков на сжатие. — М.: НТО ЦНИПС Главстройпрома, 1938.

6. *Брусенцов Г.Н., Ицук М.К.* Зарубежный опыт применения метода конечных элементов в расчетах каменных конструкций / Архитектурно-строительное проектирование. Серия 13. Вып. 6. — М.: ВНИИИС. — 1981.— С. 25-28.
7. *Ицук М.К.* Отечественный опыт возведения зданий с наружными стенами из облегченной кладки. — М.: РИФ «Стройматериалы», 2009.
8. *Емельянов А.А., Вишняков Ю.В., Сидько И.Н.* Рекомендации по расчету конструкций крупнопанельных зданий на температурно-влажностные воздействия. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. Л.: ЛенЗНИИЭП, 1983.
9. *Черкашин А.В.* Исследования прочности и деформаций при длительном сжатии бетонов и кладок, используемых для стен крупнопанельных зданий: Автореф. дис. ... канд. техн. наук / Анатолий Васильевич Черкашин, Москва, 1965.
10. *Пономарев О.И., Комов В.М., Ломова Л.М.* Использование пустотелого поризованного камня и кирпича в строительстве // Строит. материалы. — 1999. — №2. — С. 22-23.
11. *Кабанцев О.В.* Научные основы структурной теории каменной кладки для оценки предельных состояний каменных конструкций сейсмостойких зданий. Автореф. дис. ... д-ра техн. наук / Олег Васильевич Кабанцев, Москва, 2016.
12. *Кабанцев О.В.* Влияние уровня нормативного сцепления на процесс пластического деформирования каменной кладки в условиях двухосного напряженного состояния // Вестник Томского гос. арх.-стр. ун-та. — 2015 — №6 — С. 78-89.
13. *Кабанцев О.В.* Деформационные свойства каменной кладки как разномодульной кусочно-однородной среды // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. — 2013. — №4. — С. 36-40.
14. *Кабанцев О.В.* Критерии предельных состояний каменных конструкций сейсмостойких зданий // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. — 2016.— №2.— С. 29-39.
15. *Пятикрестовский К.П.* Нелинейные методы механики в проектировании современных деревянных конструкций.— М.: МГСУ, 2014.
16. *Пятикрестовский К.П.* К подготовке предложений по использованию критериев прочности каменной кладки при сложных напряженных состояниях. Строительная механика и расчет сооружений. №6, 2018, с.72-77.
17. *Пятикрестовский К.П.* Теоретические вопросы учета совместной работы настилов из анизотропных материалов с каркасом пространственных конструкций при длительных нагрузках // Вестник ОАО «НИЦ «Строительство». Исследования по теории сооружений». — 2010. — Вып. 2 — С. 177-187.

Авторы:

Олег Иванович ПОНОМАРЕВ, канд. техн. наук, заместитель директора по науке ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Oleg PONOMAREV, Ph.D. (Engineering), Deputy Director for Science of TSNIISK named after V.A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: 1701088@mail.ru

тел.: +7 (985) 643-92-37; +7 (499) 174-70-23

Константин Пантелеевич ПЯТИКРЕСТОВСКИЙ, д-р техн. наук, главный научный сотрудник ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Konstantin PYATIKRESTOVSKY, D. Sci. (Engineering), Senior scientist researcher of TSNIISK named after V.A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: stroymex@list.ru

тел.: +7 (910) 449-29-37; +7 (499) 174-10-81

Михаил Александрович МУХИН, инженер, зав. сектором ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Mikhail MUKHIN, Engineer, Head of Sector, TSNIISK named after V.A. Koucherenko JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: mukhin@myrambler.ru

тел.: +7 (926) 213-79-27; +7 (499) 174-70-23

РАЗВИТИЕ ФИЛОСОФИИ, НАУКИ И ТЕХНИКИ В ЭПОХУ ВОЗРОЖДЕНИЯ

DEVELOPMENT OF PHILOSOPHY, SCIENCE AND TECHNOLOGY IN THE EPOCH OF RENAISSANCE

А. П. ФЕДОРКИНА, д-р филос. наук

Статья посвящена характеристике науки, философии и техники в эпоху Возрождения. Рассматриваются изменения мировоззренческих ориентаций эпохи Возрождения, развитие науки этого периода на новых естественнонаучных основаниях в трудах ученых. Представлены открытия великих изобретателей, оставивших заметный след в развитии науки и техники.

The article deals with disclosure of characteristics of science, philosophy and technology in the epoch of Renaissance. The backgrounds of changes in the ideological orientation in the epoch Renaissance, science development of this period on the new natural-science bases in the works of scientists are being examined. The discoveries of great inventors, who left a mark in the development of science and technology, are represented.

Ключевые слова:

Возрождение, гуманизм, мировоззрение, наука, техника, технические изобретения, философия

Keywords:

Humanism, philosophy, revival, science, technical inventions, technology, world view

Термин «Возрождение», или Ренессанс как историческое понятие начал употребляться с XIX в. В научный обиход он был введен Я. Буркхардом в 1860 г. и обозначал период в развитии стран Южной части Европы с конца XIV — до начала XVII вв. Эта эпоха своими чертами наиболее последовательно проявилась в Италии и характеризовалась прежде всего появлением новой системы ценностей: возрождением интереса к наследию античности, резкой критикой феодально-католических устоев общественной и личной жизни, формированием новых идеалов мировосприятия, базирующихся на принципе антропоцентризма, который пришел на смену средневековому теоцентризму. В это время происходит постепенный распад феодального строя, зарождаются новые буржуазные отношения, сопровождающиеся следующими друг за другом крупнейшими открытиями, которые как повлияли на развитие промышленности и торговли, так и стимулировали процессы, связанные с прогрессом науки и техники [1, С. 18-25; 8,

С. 45-49]. Появляется новый класс – буржуазия, которая пока еще не могла и не успела создать свою собственную философию, а схоластическая философия, господствовавшая в тот период, явно не соответствовала духу времени и тем задачам, которые стояли перед нарождающимся классом. Это явилось предпосылкой необходимости реставрации и приспособления античной философии к нуждам нового социального слоя. Но эта философия должна была существенно отличаться от схоластической философии.

В связи с этим обращает на себя внимание тот парадоксальный факт, что как схоластическая, так и гуманистическая философия эпохи Возрождения в своем обосновании опирались на идеи одних и тех же античных философов – Платона и Аристотеля. Но цели их осмысления и опоры в разработке философских концепций были принципиально разными. Если схоласты из философии античности за основу брали идею божественного, сверхъестественного существования мира, окружающего человека, то представители философии эпохи Возрождения пытались найти ответы на те же самые вопросы с иных позиций, натурфилософских. Исследователи этого периода обращают внимание на то, что гуманисты уже имели греческие подлинники философских первоисточников, а философы-схоласты XIII–XIV вв. пользовались в основном их арабскими переводами и пересказами, что являлось как бы их «вторичной» интерпретацией, отражаясь на толковании этих источников.

Общей характеристикой эпохи Возрождения является тот факт, что философия и наука в это время приобретают автономию по отношению к церкви. Постепенно в Европе зарождается новый тип мышления, который в последующем будет играть ведущую роль во всемирной истории. Наступает смена мировоззренческой ориентации. Для человека ценностью теперь является не потусторонний, а реальный мир. Акценты смещаются на познание природы. В науку внедряются математические расчеты и утверждаются идеи о том, что законы природы могут быть описаны языком математики [4, С. 23-34; 2; 3]. За религией остаются мораль и идея спасения души.

Именно в это время материалистические тенденции начинают проявляться всё отчетливей, и научные концепции, объясняющие Мир и Космос, начинают соотноситься с чувственным опытом и индивидуализмом. Это породило новые направления философского знания, которые стали опираться на научные открытия, связанные с развитием естествознания. Главной фигурой философского познания, наряду с Богом, теперь выступает Человек. Отсюда и название этого исторического периода не только как эпохи Возрождения, но и как эпохи Гуманизма, в которой фигурой творения мира является, наряду с Богом, Человек. Именно это привело в дальнейшем к окончательной смене мировоззренческой ориентации и к приоритетному вниманию развитию науки. А основным способом понимания мира, его устройства и скрытых свойств выступает теперь познание. Особое внимание уделяется географии, физике, математике и литературе [10].

В науке главным провозглашается естественнонаучный способ познания мира. В связи с этим отметим, что в развитии науки в первоначальный период эпохи Возрождения XIV в. сыграл английский философ Уильям Оккам. Его заслугой было развитие так называемого логического учения. Свою теорию он выстраивал на двух основных постулатах, относящихся к разновидностям знания: 1) знание интуитивное, или внутреннее

переживание, и 2) знание абстрактное, отвлеченное от единичных вещей. Идеи этого мыслителя были достаточно широко распространены в университетских кругах того времени.

Особенно явно естественнонаучный способ познания проявился в космологии, который наметился уже к XV в. Ярким представителем этого периода был Н. Кузанский (1401–1464 гг.), который выдвинул и развил идею о безграничности Космоса. В своих исследованиях он использует особенный, несхоластический метод, близкий к математике. Тип познания, связанный с этим методом, Кузанский называет «ученым незнанием», где прилагательное существенным образом корректирует существительное [5, С. 108-109].

К наиболее известным и значимым для науки относятся также великие идеи гелиоцентрической картины мира польского священника и астронома Н. Коперника (1473–1543 гг.), которая на языке математики интерпретируется И. Кеплером и Г. Галилеем. Посвятив всю свою жизнь созданию своей системы, этот ученый пришел к выводу, что Земля не является неподвижным центром мира, а вращается вокруг своей оси и одновременно — вокруг Солнца.

Дальнейшее развитие учения Коперника осуществляет Иоганн Кеплер (1571–1630 гг.). Его большим достижением было открытие трех законов движения планет, два из которых он опубликовал в 1609 г., а третий – в 1619 г. Предвосхищая открытие закона всемирного тяготения, Кеплер обосновал положение о том, что планеты движутся вокруг Солнца не по идеальным круговым орбитам, а по эллиптическим. Движение планет вокруг Солнца неравномерно, а время обращения планет зависит от их расстояния до Солнца. Открытия Кеплера создали предпосылку для утверждения учения Коперника [7, С. 603-604; 4, С. 106-107].

Важную роль в развитии философии и науки эпохи Возрождения сыграли также идеи и труды Галилео Галилея (1564–1642 гг.). Его открытия в астрономии переросли в жестокую полемику с церковью, которая отстаивала аристотелевско-птолемеевскую картину мира. Являясь гениальным ученым, физиком и астрономом, Галилео Галилей путем экспериментальных исследований делает важный шаг в становлении науки как самостоятельной формы мировоззрения.

Галилей настаивал, что изучать природу необходимо только опытным путем, на основе математики и механики. Он считал, что к истине могут вести научные методы, включающие в себя, в том числе, эксперимент. Научная методология Галилея, опираясь на математику и механику, определила его мировоззрение, которое можно назвать механистическим материализмом.

Помимо научных открытий, Галилеем, Кеплером, Ньютоном в это время были изобретены первые конструкции телескопов.

Новые идеи космологии излагались также и в учении Джордано Бруно (1548–1600 гг.). Согласно его взглядам, Вселенная бесконечна, в ней происходит непрерывное изменение и движение. Такие представления ученого позволили по-новому поставить

вопрос о центре мира, отрицая при этом не только геоцентрическую, но и гелиоцентрическую систему. Согласно им, центром Вселенной не могут быть ни Земля, ни Солнце, потому что существует бесчисленное множество миров, и у каждого из них есть свой центр [11, С. 109-110].

Первые достижения в области математики и астрономии связаны также с именами Г. Пейербаха и И. Мюллера. Мюллером были созданы достаточно совершенные астрономические таблицы – «Эфемериды», которыми пользовались мореплаватели.

К эпохе Возрождения относится создание «Земного яблока» — глобуса и карт Меркатора, необходимых прежде всего для мореплавания. В это время активно развивались картография и география. Карты стали более точными, на них стали наносить сетку долгот и широт, очертания берегов, порты. В конце XV – нач. XVI вв. начались поиски европейцами морского пути в Индию и Китай, увенчавшиеся открытием побережья Центральной Америки Колумбом. В 1498 г. Васко да Гама, обогнув Африку, приплыл в Индию. Идея достичь Индии и Китая западным путем была реализована экспедицией Магеллана – Эль-Кано, совершившей первое кругосветное путешествие. Для навигации использовались компас и астролябия, качество которых к этому времени значительно улучшилось.

В этот период выделяются также направления развития науки, которые непосредственно связаны с практической деятельностью людей, и прежде всего — с механикой.

В связи с указанным отметим, что отличительной особенностью этого исторического периода является также тот факт, что основная работа по развитию науки в эпоху Возрождения выпала на долю не только ученых, но и инженеров и практиков, в результате чего эта эпоха характеризуется целым рядом различных не только научных достижений, но и технических изобретений.

Доказательством этого является развитие такой отрасли теоретического и практического знания как механика, в развитии которой значимую роль сыграли идеи фламандца Стевина (1548–1620 гг.), который считается самым известным и наиболее последовательным представителем геометрического направления развития механики. Используя геометрический метод, он решает задачи о равновесии рычага, весов и грузов на наклонной плоскости. Его труды сыграли значимую роль в развитии так называемой элементарной статики и гидростатики эпохи Возрождения. Стевин был сторонником максимальной простоты и точности расчетов, которые, по его мнению, можно достичь только с помощью строгих и четких методов геометрической статики. В этом смысле он был самым ревностным последователем Архимеда и решительно отвергал традиции кинематической статики, в которой этой четкости не видел. Отметим, что именно Стевин ввел обозначение сил стрелками и понятие силового треугольника (установил, что если три силы образуют треугольник, то они уравновешиваются). Он применял к решению физических задач математические, а именно — геометрические методы. Значительное внимание он уделял гидростатике, и в результате получил доказательство закона Архимеда, опытным путем обосновав существование гидростатического парадокса. Он построил ветряную повозку, использующую парус, которая развивала скорость до 34 км/ч.

Этому ученому принадлежит открытие закона гидростатического давления. В частности, им был сформулирован «Принцип отвердения», который использовался в дальнейшем для определения давления воды на дно сосуда произвольной формы, а также для обоснования равновесия воды в сообщающихся сосудах. Аналогичным путем подходил Стевин к решению задач об определении давления воды на боковые стенки сосуда и задач, связанных с практическим расчетом плотин.

Анализируя деятельность Стевина в области механики, можно считать его достижения завершающим этапом в развитии геометрического направления элементарной статики и гидростатики.

К числу выдающихся итальянских механиков, математиков, астрономов относится также Джамбатиста Бенедетти (1530–1590 гг.). Он считается одним из предшественников Галилея в построении классической механики. Используя геометрический метод, Бенедетти решает задачи о равновесии рычага, весов и грузов на наклонной плоскости. Этот ученый и изобретатель известен важными разработками проблем геометрической механики. Он доказал, что два тела одинаковой формы и одинакового рода, равные или не равные между собой, в одной и той же среде проходят равные расстояния за равное время.

В это же период Н. Тарталья и Дж. Кардано открыли новые способы решения уравнений третьей и четвертой степени. Кардано стал основоположником кинематики механизмов и разработал теорию и практику зубчатого зацепления. Он изобрел карданный механизм, получивший распространение в автомобилях. А испанский математик Франсуа Виет является творцом той алгебры, которую изучают и сейчас. Шотландский математик Джон Непер ввел логарифмы.

В области оптики примечательны изобретения Франческо Мавролико. Он утверждал, что хрусталик глаза работает как линза, строящая изображение на сетчатке. Отсюда свойствами хрусталика он объяснял причины дальновзоркости и близорукости. Мавролико впервые указал на семь цветов в радуге.

Нельзя не отметить также имя Д.Б. Порты — автора так называемой «Натуральной магии», изложенной им в 20 книгах по оптике, в которых описывались способы приготовления фейерверков, духов, лекарств, а также давались советы по разведению животных, уроки кулинарии, косметики, описывались алхимические опыты и опыты по пневматике. В книге описаны значимые открытия, например, применение камеры-обскуры для получения и проецирования рисунков. Принцип камеры-обскуры Порты и в настоящее время используется для объяснения процесса зрительного восприятия. Он описал опыты по магнетизму, среди которых опыт с железными опилками, продемонстрировавший действие магнитного поля.

Обращают на себя внимание также работы В. Гильберта, занимавшегося магнетизмом и описавшего ставшие классическими опыты с магнитной стрелкой. Он доказал, что магнит имеет полюсы, а свойства полюсов взаимно противоположны. Он доказал, что разноименные полюсы притягиваются, а одноименные отталкиваются. Этот ученый выдвинул гипотезу о том, что Земля является большим магнитом, а географические ее полюса совпадают с магнитными. Для доказательства этого он изготовил из естествен-

ного магнита шар. Приближая к шару легкую магнитную стрелку, он демонстрировал поведение этой стрелки при ее перемещении по поверхности шара как бы в различных точках земной поверхности. Значение опытов Гильберта с шаровым магнитом вышло за рамки технического эксперимента и приобрело мировоззренческий смысл. В условиях лаборатории впервые было исследовано явление космического масштаба. Гильберт расширил перечень материалов, обладающих свойством притяжения при натирании (алмаз, аметист, стекло и др.) и установил, что под воздействием пламени приобретенное свойство притягивания теряется.

Анализируя научные и технические открытия эпохи Возрождения, нельзя не отметить вклад в развитие науки и техники великого итальянского художника и ученого Леонардо да Винчи (1452–1519 гг.). Его имя связано не только с оставшимися нам в наследство великими произведениями искусства, но и с целым рядом научных открытий и технических изобретений. Он занимался гидравликой, статикой и динамикой тел, а также геометрией, оптикой, анатомией, ботаникой, палеонтологией, военным делом. Ему принадлежат сотни различных изобретений, часть которых сохранилась в виде чертежей и сопровождается различными ремарками. Приведем лишь незначительную часть из них. Так, исследователи его научных изысканий отмечают в качестве наиболее известных изобретений приспособления для преобразования и передачи движения (в частности, стальные цепные передачи, используемые в велосипедах), простые и переплетенные ременные передачи, разнообразные сцепления (конические, спиральные, ступенчатые), роликовые опоры для уменьшения трения, двойное соединение, известное под названием карданового, применяемого в автомобилях. Ему принадлежат изобретения разнообразных станков. Например, станок для автоматического нанесения насечки, машина для формовки слитков золота, механический ткацкий станок и прядильная машина, ткацкие машины (стригальная, сучильная, чесальная), подвеска осей на расположенных вокруг подвижных колесах для уменьшения трения при вращении, что является предшественником шариковых и роликовых подшипников, приспособление для проверки сопротивления металлических нитей растяжению, боевые машины для ведения войны, новые музыкальные инструменты, машина для чеканки монет повышенной четкости. При жизни Леонардо получил признание изобретенный им колесцовый замок для пистолета (заводившийся ключом). Леонардо да Винчи занимался также практической гидравликой, участвуя в ряде гидротехнических работ своего времени. При проведении гидротехнических работ Леонардо да Винчи также сделал ряд изобретений. Он спроектировал землечерпалки, похожие на современные, создал механические средства для прорытия каналов, усовершенствовал шлюзы с целью сделать каналы судоходными, а именно, ввел систему щитов, управляющих размерами отверстий для наполнения и освобождения от воды шлюза. Об этом, в частности, пишет известный историк Марио Льюцци в своей книге «История физики» [6; 9].

Анализируя развитие науки и техники эпохи Возрождения, нельзя не отметить также имеющие важное значение для человечества открытия. Это, в частности, изобретение сложного микроскопа. Славу микроскопу принесли работы голландского ученого Антони ван Левенгука, открывшего микроскоп и изучавшего с его помощью мир ми-

кроорганизмов. Изобретенные им приборы дали возможность получить увеличение в 300 раз.

В это же время впервые был изобретен ртутный барометр, что явилось доказательством теории атмосферного давления, которую опытным путем подтвердил французский естествоиспытатель Блез Паскаль. Появилась новая единица измерения — миллиметр ртутного столба, а в 1644 г. Э. Торричелли изобрел прибор, с помощью которого можно измерить атмосферное давление — ртутный барометр.

Всевозможные новации наблюдались также в городском строительстве. Новые архитектурные идеи опирались на античные образцы, переосмысленные и улучшенные архитекторами того времени. Их идеи воплощались в камне с помощью более совершенных строительных технологий. В Париже был возведен знаменитый собор Парижской Богоматери, начато строительство Лувра и новой ратуши.

Особое направление в развитии техники в это время представлено в военной сфере. Так, в первой половине XVI в. были изобретены мушкеты (ружья с курком, снабжённым тлеющим фитилём) и пистолеты. А повышенный спрос на новые виды оружия привёл к быстрому развитию металлургии, что сопровождалось увеличением добычи железной, медной и оловянной руд. Интенсивнее стала развиваться и горнодобывающая промышленность. Создавались и усовершенствовались машины, которые применялись в горнорудном деле.

Обращает на себя внимание также тот факт, что в эпоху Возрождения появились новые отрасли знания. Так, нидерландский ученый Андреас Везалий положил начало анатомии. Вскрытием трупов он доказал, что у мужчины и у женщины 24 ребра и опроверг теорию о том, что у мужчин на одно ребро меньше, поскольку Бог из ребра Адама создал Еву. Анатомируя человеческие трупы, Везалий описал скелет человека, мышцы, внутренние органы, клапаны сердца и создал предпосылки для последующего обоснования кругового движения крови. Свои наблюдения Везалий изложил в «Анатомических таблицах». Он обогатил науку данными, полученными в результате многочисленных опытов, исправил ошибки предшественников и впервые привел все анатомические знания в систему, т. е. создал из анатомии науку.

Нельзя также не отметить, что в это время произошло рождение новой науки — физиологии, что связано с именем английского врача, физиолога и эмбриолога Уильяма Гарвея, который создал теорию кровообращения. Основываясь на достижениях предшественников, Гарвей рассчитал и экспериментально обосновал идею, согласно которой кровь возвращается к сердцу по малому и большому кругам. После многолетней проверки Гарвей изложил свою теорию в книге «Анатомическое исследование о движении сердца и крови у животных».

В этот же период французский ученый Рене Декарт разработал схему рефлекторной дуги. Все нервы он разделил на центростремительные, по которым сигналы поступают в мозг, и центробежные, по которым из мозга сигналы движутся к органам. Декарт считал, что жизненные действия имеют рефлекторную природу и подчиняются механическим законам. Он выступил типичным представителем ятрофизики - направления в естествознании и медицине, которое рассматривало живую природу с позиции физики.

В связи с этим отметим, что одним из направлений развития естествознания в эпоху Возрождения были также яtromеханика и ятрохимия. Основные положения яtromеханики были изложены итальянским анатомом и физиологом Джованни Альфонсо Борелли в сочинении «О движении животных». Он же считается основоположником биомеханики. С позиций яtromеханики живой организм рассматривался как подобие машины, в которой все процессы можно объяснить при помощи математики и механики.

Одним из основоположников ятрохимии и опытного метода в науке является выдающийся врач и химик Парацельс. Он считал, что процессы, совершающиеся в организме, являются химическими, поэтому с химией должно быть связано как изучение этих процессов, так и лечение болезней. Обращает на себя внимание тот факт, что во времена Парацельса хирургия не считалась областью медицины и в университетах не преподавалась, Парацельс настаивал на объединении хирургии и медицины. С Парацельса начинается перестройка химии в ее приложении к медицине по следующей схеме: от поисков путей получения золота - к приготовлению лекарств. Согласно Парацельсу, здоровье связано с нормальным содержанием в организме человека трех веществ: серы, ртути и соли. Нарушение их правильных соотношений приводит к болезни. Вот почему врачи и аптекари в то время придавали особое значение лекарственным препаратам, содержащим серу, ртуть и соли.

Развитие медицинской химии привело к расширению аптекарского дела. Известно, что аптеки возникли во второй половине VIII в. на Востоке, а в Европе появились в XI в. в Испании, и только к XV в. они распространились по всему европейскому континенту.

Развитие медицины в эпоху Возрождения как отрасли научного и практического знания представляет особый интерес. Прежде всего обращает на себя внимание тот факт, что развитие этой отрасли знания как теории и практики шло различными путями. Так, к примеру, хирурги считались ремесленниками и объединялись в свои профессиональные союзы. А врачи, представляющие официальную медицину, следовали слепому заучиванию текстов и были далеки от клинических наблюдений и понимания процессов, происходящих в организме. Ремесленники-хирурги, напротив, имели практический опыт. Их профессия требовала конкретных знаний и энергичных действий при лечении переломов и вывихов, помощи раненым на полях сражений.

В связи с этим обращает на себя внимание тот факт, что переворот в хирургии связан с именем Амбруаза Паре. Он усовершенствовал технику хирургических операций, применил перевязку сосудов вместо их перекручивания и прижигания, сконструировал ряд хирургических инструментов и ортопедических приборов, включая искусственные конечности и суставы. Многие из них были созданы после смерти Паре по его чертежам и сыграли важную роль в развитии ортопедии. Деятельность Паре определила становление хирургии как науки и способствовала превращению ремесленника-хирурга во врача-специалиста.

Таким образом, в XIV-XVI вв. в науке и технике большинства стран Европы произошли важные изменения, подготовившие переход от Средневековья к Новому времени. Прежде всего, стал возрождаться интерес европейцев к полузабытому наследию разрушенной античной культуры. В этот период жили и работали знаменитые учёные и

инженеры, оставившие свой след в развитии философии, науки и техники. В это время быстро развивались такие науки как математика, астрономия, механика. Продолжалось становление экспериментального метода на основе соединения науки и практики. Открытия и изобретения, сделанные в этот период, оказали огромное влияние на всю последующую историю человечества.

Мы видим, что эпоха Возрождения явилась периодом отрицания средневековой философии, утверждения новых мировоззренческих позиций, новым этапом развития науки и техники по целому ряду оснований:

а) в гносеологии произошло разрушение религиозной парадигмы и формирование новой научной методологии объяснения человека и мира, которая должна была удовлетворить потребности зарождающихся новой машинной материально-технической базы и новых общественных отношений;

б) в этике произошел переход от теоцентризма к антропоцентризму, а наука стала развиваться на основе естественнонаучных знаний;

в) в натурфилософии геоцентрическая концепция Вселенной сменилась на гелиоцентрическую [8, С. 10, С. 420-424];

г) на реальную жизнь людей оказала влияние масса научных и технических открытий и изобретений, которые стали основой технического прогресса следующего исторического периода.

Библиографический список

1. История философии: Запад – Россия – Восток (книга вторая: Философия XV-XIX веков). — М.: «Греко-латинский кабинет» Ю.А. Шикалина, 1996.
2. История и философия науки. Учебник для аспирантов и соискателей / Под ред. М.А. Эскиндарова, А.М. Чумакова. — М.: Проспект, 2018.
3. Кальной И.И., Сандулов Ю.А. Философия для аспирантов / Под ред. И.И. Кальной. — СПб.: Лань, 2003.
4. Кузанский Н. Сочинения. В 2 т. Т. 2. — М.: Мысль, 1979.
5. Марио Льюцци. История физики / Пер. с ит. Э. Л. Бурштейна. — М.: Мир, 1970.
6. Рассел Б. История западной философии. — Ростов-на-Дону: «Феникс», 2002.
7. Реале Дж., Антисери Д. Западная философия от истоков до наших дней. Том 2. Средневековье. — М.: ТОО ТК «Петрополис», 1994.
8. Сеайль Г. Леонардо да Винчи как художник и учёный (1452—1519): Опыт психологической биографии / Пер. с фр. — М.: КомКнига, 2007.
9. Степин В.С. История и философия науки. Учебник для аспирантов и соискателей ученой степени кандидата наук. — М.: Академический Проект; Трикста, 2011.
10. Философия / Под ред. В.Н. Лавриненко, В.П. Ратникова. — М.: ЮНИТИ, 2001.

Автор

Алла Павловна ФЕДОРКИНА, д-р филос. наук, профессор кафедры философии АО «НИЦ «Строительство», Москва

Alla FEDORKINA, Dr. Sci (Philosophy), Full Prof., Department of Philosophy, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: kaffcenter@mail.ru

тел.: +7 (499) 170-70-94

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 и ссылки в тексте.
12. Рисунки предоставляются отдельными файлами в форматах: eps, ai, cdr, jpeg, tiff.
13. Статьи, содержащие формулы, должны, помимо word-файла, 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. Число авторов (соавторов) не должно превышать четырех. В обоснованных случаях это число 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

16-17 мая 2019 г.

Москва, Рязанский пр-т, 61
ЦНИИСК им.В.А.Кучеренко

III МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

Приглашаем Вас принять участие в международной научно-технической конференции «Деревянные конструкции: разработка, исследования, применение», посвящённой в этом году 80-летию Станислава Борисовича Турковского и 90-летию Лаборатории деревянных конструкций ЦНИИСК, которая состоится 16-17 мая 2019 года в ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко (АО «НИЦ «Строительство»).

Предлагаем выступить с докладами на темы: исследования в области новых конструктивных форм и соединений конструкций на основе древесины и древесных материалов, опыт обследования и усиления существующих конструкций, вопросы технологии изготовления, проблемы обеспечения надёжности, огнестойкости, примеры реализованных объектов, вопросы транспортировки и монтажа.



**Российская академия архитектуры и
строительных наук
РААСН**



**ЦНИИСК ИМ. В.А. КУЧЕРЕНКО
Лаборатория деревянных конструкций
ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко
АО «НИЦ «Строительство»**



**Центральная научно-исследовательская,
проектная и строительная лаборатория
деревянных конструкций
ООО «ЦНИПС ЛДК»**



14–17
мая 2019

Москва
ЦВК «Экспоцентр»
Павильон 8



При поддержке:
Ассоциация развития
стального строительства



Российский союз
поставщиков
металлопродукции

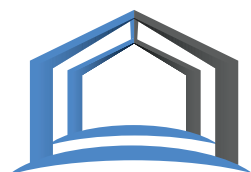


Научно-исследовательский
центр «Строительство»



4-я Международная
специализированная выставка

Металло Конструкции 2019



Место проведения:



Генеральный
информационный партнер:



Организатор:



Оргкомитет выставки:

+7 (495) 734-99-66 | www.mc-expo.ru

НИЦ «Строительство» — соорганизатор
Международного форума высотного
и уникального строительства 100+ Forum Russia

Международный форум и выставка
высотного и уникального строительства

100+ FORUM
RUSSIA

29 октября - 1 ноября 2019 | Екатеринбург

www.forum-100.ru



НИЦ строительство
научно-исследовательский центр



ЦНИИСК
ИМ. В.А. КУЧЕРЕНКО



НИИЖБ
ИМ. А.А. ГВОЗДЕВА



НИИОСП
ИМ. Н.М. ГЕРСЕВАНОВА



ПЕНОСТЕКЛОКЕРАМИКА ЦНИИСК



Специалистами ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство» разработана и запатентована комплексная технологическая линия промышленного производства энергоэффективного пеностеклокерамического гранулированного пористого материала из широко распространенных кремнистых пород, а также разработана технология и получен патент на изобретение: Способ получения теплоизоляционных блоков.



ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПЕНОСТЕКЛОКЕРАМИКИ ПРИНОСИТ МАКСИМАЛЬНУЮ ПОЛЬЗУ И ВЫГОДУ

- ✓ значительное снижения себестоимости строительства
- ✓ сокращение сроков возведения энергоэффективного жилья без ущерба качества
- ✓ быстрый оборот денежных средств инвестора

АО «НИЦ «СТРОИТЕЛЬСТВО»

WWW.CSTROY.RU

Контакты:

Тел.: +7 (495) 602-0070
Факс: +7 (499) 171-2250
E-mail: inf@cstroy.ru

Фактический адрес:

109428, г. Москва,
2-я Институтская ул., д.6

Юридический адрес:

141367, Московская обл.,
Сергиево-Посадский р-н,
пос. Загорские дали, д. 6-11

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



ЦНИЦСК
ИМ. ВАКУЧЕНКО



НИЦКБ
ИМ. АЛАТВИЗДЕБА



НИЦОСП
ИМ. НИМТЕРСЕБАНОВА



**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

Научное издание
Вестник НИЦ «Строительство»
Вып. 2 (21) 2019

Редактор выпуска Савельева М.А.
Компьютерная верстка Прокопович Е.А.

Подписано в печать 22.04.2019
Бумага мелованная. Офсетная печать.
Тираж 500 экз. Заказ №330Т

Отпечатано в типографии
ООО «КОНТУР»
юр. адрес: 127282, г. Москва, проезд Студеный, д. 4,
корпус 1, помещение V, К 15