

УДК 624.012.3+699.812

ОГНЕСТОЙКОСТЬ МОНОЛИТНЫХ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ С УЧЕТОМ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ РАБОТЫ

Наджафи Рухоллах

*Харьковский государственный технический университет
строительства и архитектуры (ХГТУСА),
Харьков, Украина
rn1357@gmail.com*

На основе проведенных численных и экспериментальных исследований разработана новая методика расчета огнестойкости каркасных монолитных зданий.

Ключевые слова: огнестойкость, учет пространственной работы, физическая нелинейности бетона и арматуры при нагреве, анализ различных сценариев опасных ситуаций, различных комбинаций очагов нагрева

Мировой опыт и отечественная практика последних лет доказывают преимущества монолитных каркасных зданий, позволяющих значительно повысить потребительские качества жилья. В настоящее время важной проблемой, связанной с конструкциями несущих элементов многоэтажных зданий, является обеспечения их огнестойкости. Значительное влияние на огнестойкость зданий оказывает учет их пространственной работы, а также расположение источников пожара. Одним из важнейших направлений развития современного железобетона является сближение технического содержания, требований и правил нормативных документов различных стран, в связи с чем, разрабатываемая методика должна быть гармонизирована с Европейскими нормами.

Проведенные в ХГТУСА исследования показывают, что существующая методика расчета огнестойкости, основанная на обеспечении требуемых пределов огнестойкости основных конструкций по результатам огневых испытаний не гарантирует потерю прочности здания в целом [1]. При расчете огнестойкости необходимо учитывать дополнительные температурные усилия, возникающие от сдерживания температурных деформаций элемента связями (соседними конструкциями) и которые, накладываясь на усилия от нормативной нагрузки, сни-

жают предел огнестойкости по сравнению с расчетом по существующей методике.

Выполнены численные и экспериментальные исследования фрагментов каркасного ригельного монолитного железобетонного здания (рис. 1а) при совместном воздействии статической нагрузки и нагрева по режиму стандартного пожара с применением ПК ЛИРА. Расчетная модель фрагмента включала каркас, собранный из 9 железобетонных колонн сечением 100×100 мм длиной 1420 мм, 12 ригелей сечением 100×140 мм и плиты перекрытия толщиной 40 мм, размером в плане 2000×2000 мм (рис. 1б).

Для колонн и ригелей приняты универсальные пространственные стержневые конечные элементы КЭ10, для плиты – универсальные прямоугольные конечные элементы оболочки КЭ41 размером 50×50 мм. Рассмотрено 9 загружений, включающих собственный вес, нагрев плиты и ригелей до 60 мин по режиму стандартного пожара, распределенную нагрузку $q = 40 \text{ кН/м}^2$ на различные секции плиты.

Разработана методика расчета эквивалентных температур для определения температурных усилий в железобетонных элементах монолитных каркасных зданий при стандартном режиме пожара. Методом конечных элементов определены двумерные и трехмерные температурные поля в припор-

ных зонах плит и ригелей. Выявлены новые особенности на основе учета пространственной работы. При совместном воздействии температуры и нагрузки в результа-

те пространственной работы происходит перераспределение усилий в результате возникновения температурных моментов в перпендикулярных плоскостях, которые

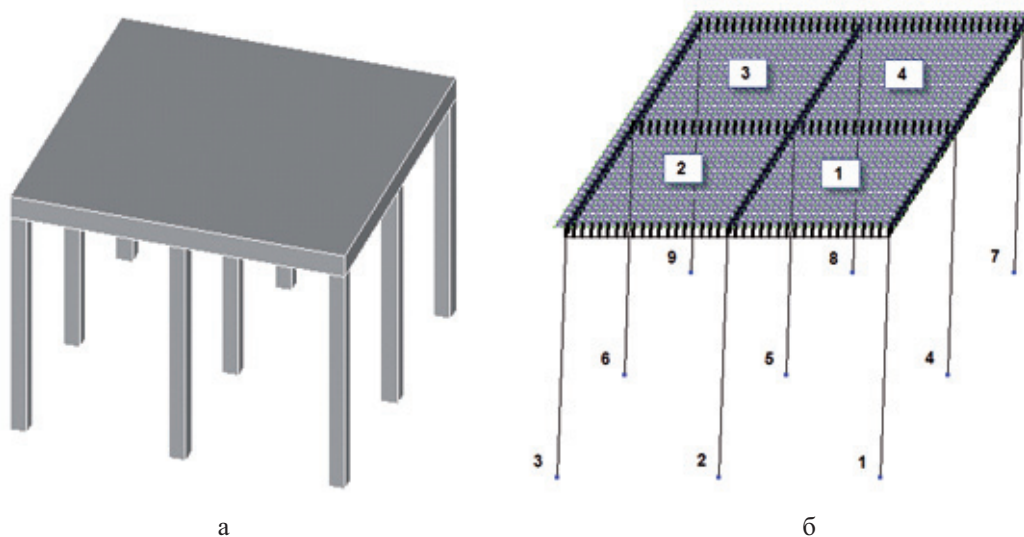


Рис. 1.

а – общий вид фрагмента каркасного здания; б – расчетная схема

при нагреве снизу разгружают пролетные сечения и догружают опорные (рис. 2а).

Получено, что для ригелей характерны двух- и трехмерные температурные поля, приводящие к большим поперечным температурным деформациям и напряжениям, на которые эти конструкции не рассчитываются. M_z в ригелях изменяются в пределах от $M_z = -13,7$ до $+11,5$ кН·м (рис. 2б).

Проведенные численные исследования помимо выявленных новых особенностей температурных воздействий на каркасные системы показали недостаточность оценки огнестойкости существующими методиками путем учета только влияния температуры на характеристики бетона и арматуры. Необходимо, прежде всего, учет температурных усилий, который может быть получен только с применением численных методов. Обнаружено также, что линейный расчет даже численными методами не решает проблему. Необходимо применение нелинейных методов, в частности нелинейной деформационной модели и не только при оценке прочности сечений железобетонных элементов, а также при статическом расчете сооружения в целом.

В связи с этим проведен нелинейный расчет фрагмента ригельного каркаса. Расчетная модель плиты собрана из физически нелинейных универсальных элементов оболочки КЭ241, для ригелей и колонн приняты физически нелинейные универсальные пространственные стержневые элементы КЭ210.

Характеристики нелинейности для КЭ241 основного материала – бетона класса В20 в ПК ЛИРА приняты по экспоненциальной зависимости 15 с учетом влияния температуры нагрева путем введения понижающих коэффициентов условия работы на модуль упругости β_b , прочность γ_{bt} , а также предельные относительные деформации бетона ε_{b2} . Для армирующего материала класса А-III выбрана экспоненциальная зависимость нелинейности 11 с учетом влияния температуры нагрева путем введения понижающих коэффициентов условия работы на модуль упругости β_s , прочность γ_{st} и предельные относительные деформации арматуры ε_{s2} . Арматура принята стержневого типа (физический эквивалент сетки в % армирования) с указанием двух слоев, процента армирования сетки по оси $Y (N_y)$, по оси $X (N_x)$ и привязке стержней к средней

поверхности Z для плиты и 4 стержней для ригелей и колонн.

Моделирование нелинейных нагрузочных произведено при формировании по-

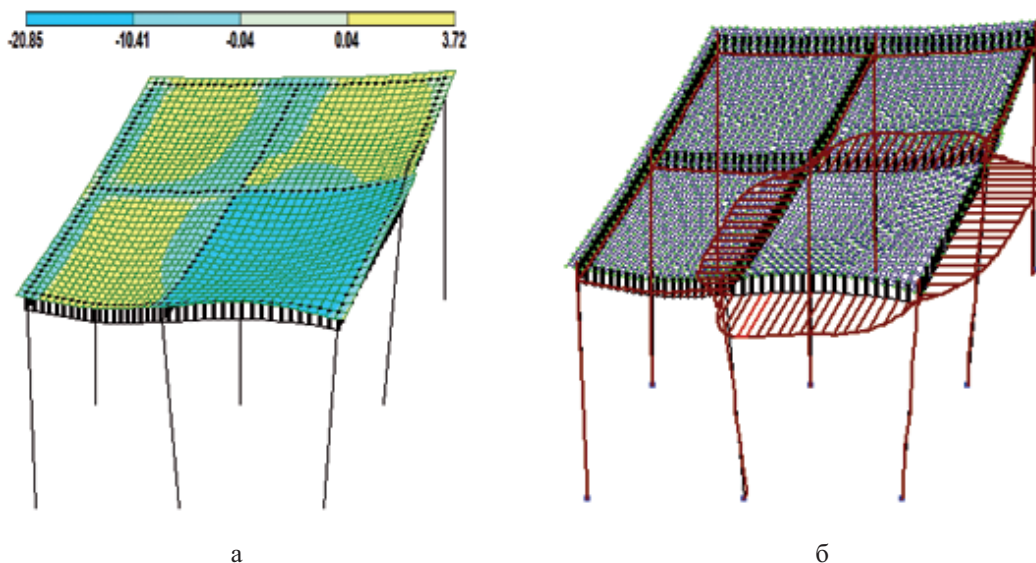


Рис. 2.

а – изополя изгибающих моментов M_x (кН·м)/м в плите;
б – эпюры изгибающих моментов M_z (кН·м) в колоннах и ригелях от собственного веса, нагрузки 40 кН/м^2 на всю плиту и нагрева 1 секции плиты до 60 мин

следовательности 1-го (собственный вес и нагрузки $q = 40 \text{ кН/м}^2$ на всю плиту) и 2-го (температурных воздействий на 1 секцию плиты и ригелей) локальных загрузочных с выбором простого шагового метода расчета, при числе максимальных итераций 300 и 50 равномерных шагов расчета, учета предыстории первого загрузочного и вывода на печать перемещений и усилий после каждого шага.

В результате расчета с учетом физической нелинейности континуальных конструкций отображается направление развития трещин для каждого элемента в выбранном слое на фоне изополей главных напряжений, МПа (рис. 3а–3в).

На рис. 3а показаны картина разрушения и направление развития трещин в нижнем слое, на рис. 3б направление развития трещин в среднем слое и на рис. 3в направление развития трещин в верхнем слое на фоне изополей главных напряжений N1 и полностью разрушенные элементы.

Разрушение плиты произошло на 37 шаге 2 локального загрузочного. Полное разрушение отмеченных элементов плиты над ригелями 2-5 и 5-4 (рис. 1б).

Останов счета на 37 шаге (при заданных 50 шагах) свидетельствует об исчерпании несущей способности части конструкции. Это обстоятельство может быть использовано не только при проверке огнестойкости конструкции, но для выявления фактического ее предела, т.е. времени наступления предельного состояния, следующим образом. На шаге останова фиксируется расчетная средняя температура плиты, соответствующая этому шагу, в данном случае $T_{1,37}$ и температурный перепад $T_{2,37}$. Эквивалентные температуры $t_{1,37}$ и $t_{2,37}$ определяются из решения системы уравнений: $t_{1,37} - t_{2,37} = T_{2,37}$ и $t_{1,37} + t_{2,37} = T_{1,37}$. Из анализа семейства кривых, определяющих нестационарное температурное поле в плите толщиной 40 мм, получим время, соответствующее этим температурам, т.е. фактический предел огнестойкости τ_{cr} , мин.

Проведены экспериментальные исследования напряженно-деформированного состояния фрагментов монолитных каркасных зданий при совместном действии нагрузки и высокой температуры [2]. Подтверждены научные положения, принятые при разработке методики расчета их огнестойкости.

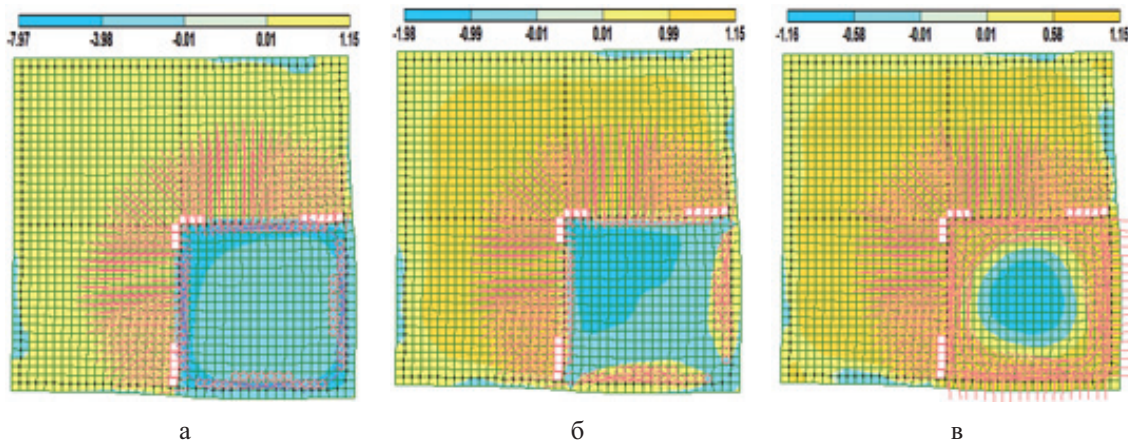


Рис. 3.

а – картина разрушения в нижнем слое; б – картина разрушения в среднем слое;
в – картина разрушения в верхнем слое

Вывод

Разработана методика расчета огнестойкости каркасных монолитных зданий на основе компьютерных технологий, которая включает применение нелинейных способов, в частности нелинейной деформационной модели не только при оценке прочности сечений железобетонных элементов, а также при статическом расчете сооружения в целом. Разработанная методика расчета позволяет прогнозировать изменение состояния зданий на основе анализа различных сценариев опасных ситуаций, различных комбинаций очагов нагрева для разработки предложений по обеспечению необходимой огнестойкости зданий в целом.

Результаты исследования отражены в разработанном государственным научно-исследовательским институтом строительных конструкций НДИБК с участием Харьков-

ского государственного технического университета строительства и архитектуры государственного стандарта Украины «Проектирование железобетонных конструкций. Основные положения. Огнестойкость», гармонизированного с EN 1992-1-2:2004, MOD.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Фомин С.Л. Огнестойкость многоэтажных каркасных зданий // Міжвідомчий науково-технічний збірник праць (будівництво) Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій Держбуду України. – Київ: НДИБК, 2005. – том 2. – № 62. – С. 310–315.
2. Фомин С.Л., Наджафи Рухоллах. Экспериментальное исследование фрагмента каркасного здания при высокой температуре // Науковий вісник будівництва – Харків, ХДТУ-БА, ХОТВ АБУ. – 2010. – № 57. – С. 107–113.

FIRE RESISTANCE OF MONOLITHIC FRAMES BUILDINGS TAKING INTO ACCOUNT SPATIAL WORK

Najafi Roohollah

Kharkov state technical university of construction and architecture (KHGTUSA),
Kharkov, Ukraine
rn1357@gmail.com

On the basis of the conducted numeral and experimental researches the new method of calculation of fire-resistance of framework monolithic buildings is developed.

Keywords: fire-resistance, account of spatial work, physical non-linearity of concrete and reinforcing steel at heating, analysis of different scenarios of near-accidents, different combinations of fire compartments