

А.Г. ТАМРАЗЯН¹, В.И. ЧЕРНИК¹¹ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»
(НИУ МГСУ), г. Москва, Россия

ТЕПЛОМАССОПЕРЕНОС В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОННАХ ПРИ ОГНЕВОМ ВОЗДЕЙСТВИИ С УЧЕТОМ СТАДИИ ОХЛАЖДЕНИЯ

Аннотация. Статистика пожаров на территории Российской Федерации показывает, что в ряде регионов, находящихся в зонах с высокой сейсмической активностью, происходит наибольшее количество пожаров по стране. Это приводит к риску обрушений зданий при воздействии сейсмических нагрузок на вертикальные несущие конструкции, поврежденные в результате пожара. Нормативный подход к расчету огнесохранности железобетонных конструкций не учитывает тепломассоперенос на этапе, который следует после прекращения пожара. Проводится анализ распределения температурных полей по сечению железобетонной колонны с учетом стадий нагрева и охлаждения. Выполнены стандартные огневые испытания опытных железобетонных образцов. Продолжительность стандартного огневого воздействия 15, 30 и 45 мин. Для центральных областей сечения наибольшие температуры получены уже после нагрева, рост температуры составляет до 222%. Для уточнения картины распределения температурных полей выполняется численный теплотехнический КЭ расчет опытных образцов в ПК SOLIDWORKS. Основываясь на экспериментальных данных по термопарам, для каждого образца уточнены теплотехнические характеристики λ и C . По сравнению с нормативными значения вычисленных характеристик отличаются до 7,14 раза. Из результатов исследования следует, что для нахождения максимальных температур помимо стадии нагрева, необходимо рассматривать тепломассоперенос и в стадии охлаждения, когда температура на наружной поверхности образца начинает снижаться.

Ключевые слова: железобетонные колонны, тепломассоперенос, стандартный пожар, температурная кривая, землетрясение после пожара.

A.G. TAMRAZYAN¹, V.I. CHERNIK¹¹Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russia

HEAT AND MASS TRANSFER IN REINFORCED CONCRETE COLUMNS UNDER FIRE ACTION WITH CONSIDERATION OF THE COOLING STAGE

Abstract. Statistics on fire incidents in the Russian Federation indicate that a number of regions with high seismic activity have the highest number of fires in the country. This poses a risk of building collapses due to seismic loads on vertical load-bearing structures damaged by fire. The current normative approach to the calculation of fire safety of reinforced concrete structures does not consider heat and mass transfer at the stage following the termination of the fire. The distribution of temperature fields along the cross-section of a reinforced concrete column is analyzed, taking into account the stages of heating and cooling. Standard fire tests of experimental reinforced concrete specimens are performed. The duration of standard fire exposure is 15, 30 and 45 minutes. For the central areas of the cross-section, the highest temperatures were obtained after heating, with a temperature increase of up to 222%. To elucidate the distribution of temperature fields, a numerical heat-technical FE calculation of experimental specimens in SOLIDWORKS PC is conducted. Based on the experimental data on thermocouples, the thermal characteristics λ and C are specified for each sample. The results of the study indicate that in order to identify the maximum temperatures, it is necessary to consider both the heating and cooling stages.

© Тамразян А.Г., Черник В.И., 2024

Keywords: reinforced concrete columns, heat and mass transfer, standard fire, temperature curve, earthquake after fire.

Введение

В настоящее время тенденция к усложнению железобетонных конструктивных систем, продиктованная современными экономическими и социальными требованиями, приводит к необходимости повышения их безопасности и учета на стадии проектирования не только отдельных особых воздействий, но и их комбинаций [1]. К таким комбинациям можно отнести, например, проблемы сейсмостойкости или живучести зданий против прогрессирующего обрушения в условиях пожара [2], средовых воздействий при учете коррозии арматуры и бетона [3], комбинация сейсмических сил и пожара [4], живучесть конструкций здания при особых воздействиях [5], ударных воздействиях и иных воздействиях техногенного характера.

Статистика пожаров на территории Российской Федерации за 2021 год [6] показывает, что в ряде регионов, находящихся в зонах с высокой сейсмической активностью (8-9 баллов), происходит наибольшее количество пожаров по стране. В первую очередь это относится к Камчатскому, Приморскому, Хабаровскому, Забайкальскому краям; Сахалинской, Амурской, Курганской, Магаданской областям, Еврейской автономной области, республике Калмыкия и другим регионам России. В указанных регионах происходит от 400 до 1000 пожаров в расчете на 100 тыс. чел.

В случае воздействия на здание с железобетонным каркасом сейсмических нагрузок после пожара может наступить преждевременная потеря несущей способности конструктивных элементов и коллапс всего здания. Основная опасность здесь связана с ухудшением физико-механических характеристик арматуры и бетона (см. рис. 1) после огневого воздействия [7, 8].

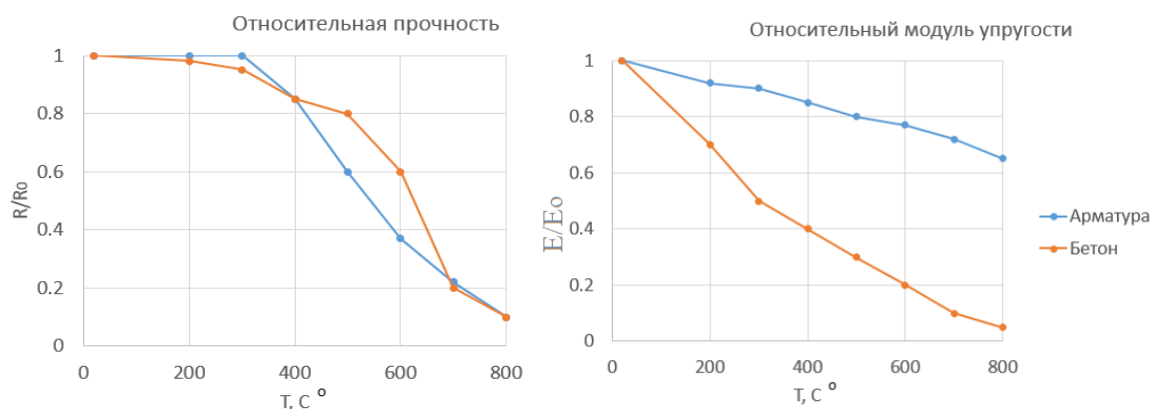


Рисунок 1 – Зависимость механических характеристик арматуры и бетона от температуры согласно данным СП 468.1325800.2019

Согласно методике, принятой в отечественных нормах по расчету огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций СП 468.1325800.2019, механические характеристики материалов уточняются в зависимости от температуры прогрева данного участка сечения с помощью коэффициентов $\gamma_{bt(st)}$ и $\beta_{b(s)}$, на которые умножаются соответственно расчетное сопротивление и модуль упругости бетона (арматуры). Значения коэффициентов указаны с учетом широкой базы экспериментальных исследований контрольных образцов нагретых до различных температур [9, 10].

Для установления значений механических характеристик и их изменения по сечению железобетонного элемента требуется определить распределение температурных полей при огневом воздействии. Для этого выполняется теплотехнический расчет конструкции с учетом процессов температуро- и массопереноса.

При определении температурных полей могут применяться аналитические [11] и численные методы [12]. В основе методов лежит решение дифференциального уравнения Фурье в частных производных (уравнение теплопроводности), которое имеет вид:

$$\left(\frac{\partial^2 t}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 t}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 t}{\partial z^2} \right) \cdot a = \frac{\partial t}{\partial \tau} \left(\frac{\partial^2 t}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 t}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 t}{\partial z^2} \right) \cdot a = \frac{\partial t}{\partial \tau}, \quad (1)$$

где, t – температура в точке тела с координатами (x, y, z) в момент времени τ ,
 a – коэффициент температуропроводности, м²/ч:

$$a = \frac{\lambda}{\rho C} \quad a = \frac{\lambda}{\rho C}, \quad (2)$$

λ – коэффициент теплопроводности, Вт/(м·°C);

C – удельная теплоемкость, кДж/(кг·°C);

ρ – плотность материала, кг/м³.

Экспериментально распределение температур по сечению железобетонного элемента может быть получено путем проведения стандартных огневых испытаний. При проведении огневых испытаний железобетонные образцы помещают в печь. Нагрев образцов в печи производится по зависимости соответствующей стандартной кривой по ГОСТ 30247-94 или ISO 834. Стандартная температурная кривая описывается уравнением:

$$t(\tau) = t_0 + 345 \lg(8\tau + 1) \quad t(\tau) = t_0 + 345 \lg(8\tau + 1). \quad (3)$$

Истинная температурная кривая, однако, будет отличаться от стандартной наличием нисходящей ветви охлаждения [13]. Температура в центре сечения железобетонного элемента в стадии охлаждения печи за счет тепловой инерции бетона будет повышаться до тех пор, пока не возникнет тепловое равновесие с наружными слоями. При определении механических характеристик бетонного сечения необходимо ориентироваться на максимальные значения температур, достигнутых в той или иной области поперечного сечения [14]. Это особенно актуально при оценке огнестойкости, когда необходимо оценить остаточную прочность конструкций в остывшем состоянии.

Для нахождения распределения температур на наружных гранях и внутри образца устанавливают термоэлектрические преобразователи (термопары). Количество и расположение термопар зависит от градиента температур, который предварительно уточняется теплотехническим расчетом. Продолжительность стандартного пожара обычно принимается кратной 30 мин, то есть 30, 60, 90, 120 мин и т. д. Это соответствует назначаемым пределам огнестойкости строительных конструкций по ГОСТ 30247-94 (REI). В модельных испытаниях может приниматься кратно 15 мин.

При необходимости огневые испытания проводят при наличии статической нагрузки на образец. Как показали экспериментальные исследования [15] трещины и сколы, возникающие при высокотемпературном прогреве бетона, развиваются более интенсивно при наличии вертикальной статической нагрузки, что ведет к большей деградации механических характеристик железобетонных колонн.

На несущую способность образцов после пожара оказывает влияние наличие усадочных трещин [16]. Во время огневых испытаний в бетонном сечении развиваются повреждения. На начальной стадии образуются трещины, вызванные температурными деформациями. Далее на отдельных участках появляются сколы и отслоения бетона в результате повышения порового давления. Эти дефекты существенно снижают сейсмические характеристики железобетонных конструкций.

В работе [17] были проведены стандартные огневые испытания сборных железобетонных колонн. Выяснено, что уже на этапе воздействия пожара

продолжительностью 30, 60 и 90 минут колонны получают множество механических повреждений в виде сколов и отслоений. Это снизило начальную прочность и жесткость колонн при воздействии малоцикловой нагрузки.

Существенным фактором, влияющим на сейсмический отклик железобетонных колонн, является время, прошедшее с момента повреждения пожаром. На большом временном промежутке механические свойства бетона восстанавливаются до 80-90%. Испытания, проведенные для колонн после 30 и 60 дней после пожара, показали улучшение сейсмических характеристик для более поздних колонн.

В работе [18] исследуется влияние числа обогреваемых граней колонны на ее сейсмический отклик. Было замечено, что при уменьшении числа обогреваемых сторон максимальная температура бетонного сердечника уменьшается. Как следствие, при этом увеличивается несущая способность и суммарная рассеиваемая энергия.

Методика расчета огнестойкости железобетонных конструкций, описанная в отечественных нормах 468.1325800.2019, не учитывает в части теплотехнического расчета стадию после окончания нагрева. Однако, тепло- и массоперенос на этом этапе будет продолжаться вплоть до достижения состояния температурного равновесия. Охлаждение при этом может происходить постепенно в течении нескольких часов (естественное охлаждение) или кратковременно, например, при тушении пожара (в этом случае будет наблюдаться появление дополнительных температурных напряжений в элементе). В данном исследовании проводится анализ распределения температурных полей по сечению железобетонной колонны каркаса с учетом стадий нагрева и охлаждения.

Модели и методы

В качестве опытных образцов были изготовлены шесть идентичных железобетонных колонн квадратного сечения размерами 150x150мм (см. рис. 2). Общая высота колонны 900мм, высота рабочей части 600мм, в нижней части колонны предусмотрено уширение сечением 300x300мм высотой 300мм. Процент продольного армирования для колонн составляет $\mu_s=1,215\%$.

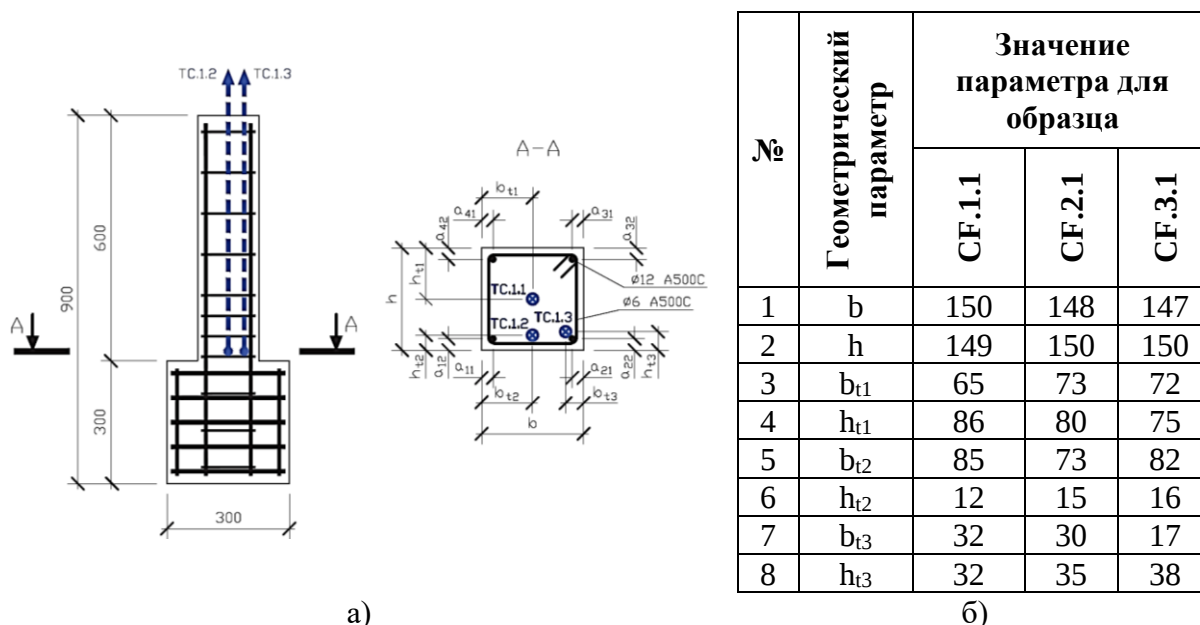


Рисунок 2 – Геометрические размеры железобетонных образцов: а) схема образца (синим цветом отмечены термодатчики), б) значения геометрических параметров

Стандартные огневые испытания выполняются по методике, описанной в ГОСТ30247.0-94. Образцы скомпонованы попарно в серии. Каждая серия испытана при

разной продолжительности стандартного пожара: 1 серия (образцы CF.1.1 и CF.1.2) – 15 минут; 2 серия (образцы CF.2.1 и CF.2.2) – 30 минут; 3 серия (образцы CF.3.1 и CF.3.2) – 45 минут.

Датчики для измерения температуры (термопреобразователи марки ТПК 225-0,7/5) крепились к арматурным каркасам вязальной проволокой. Маркировка термопар соответствует маркировке испытуемых образцов: ТС.і.і, где і – номер серии образцов (1, 2 и 3); j – номер термопары (1 – термопара в центре сечения, 2 – на краю сечения, 3 – в углу сечения).

Эксперимент проводился при следующих параметрах окружающей среды: температура окружающей среды – (9,2-13,5) °С; атмосферное давление – (99,8 – 100,4) кПа; относительная влажность воздуха – (48 – 51) %; скорость движения воздуха – 0,1 м/с.

Стандартные огневые испытания опытных образцов выполнялись на базе НИЦ «Пожарная безопасность» НИУ МГСУ в малогабаритной печи. Устройство испытательной установки дано на рис. 3.а.

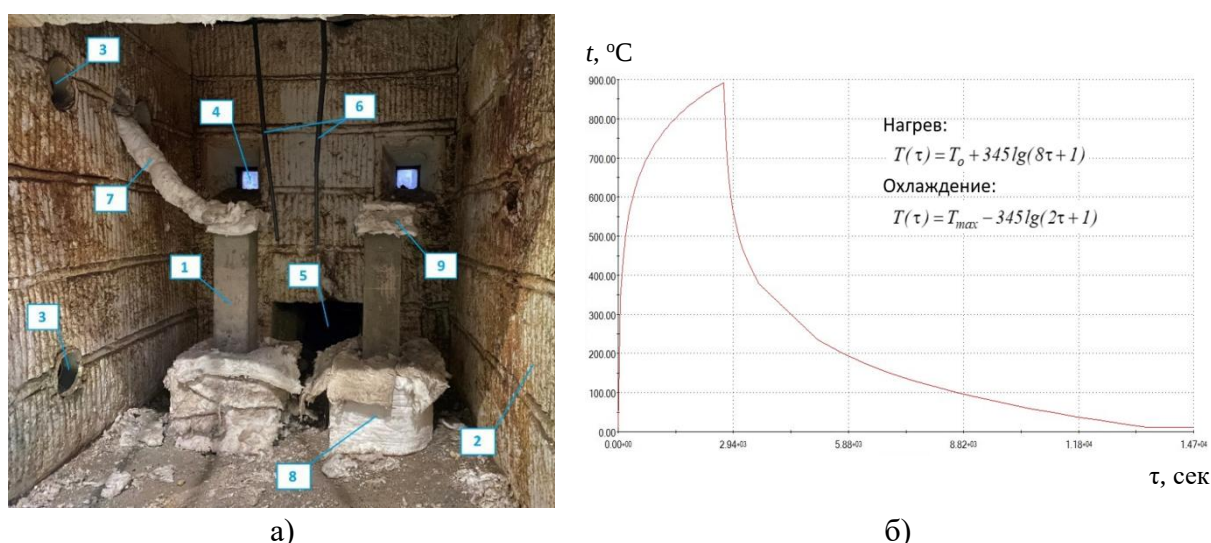


Рисунок 3 – Схема стандартных огневых испытаний: а) огневая печь, б) стандартная температурная кривая с учетом стадии охлаждения:

1 – железобетонный образец; 2 – огневая печь (внутренняя камера); 3 – сопло для подачи рабочего газа; 4 – окно для наблюдения за ходом испытаний; 5 – воздухозаборник; 6 – щупы термопар для контроля температуры внутри печи; 7 – выводы термопар, забетонированных в образце; 8, 9 – изоляция матами из керамоволокна нижнего уширения и оголовка колонны, соответственно.

Пламя горелок поверхности образцов в процессе испытаний не касалось. Температурный режим в печи принимался по стандартной кривой (см. формулу 3). Отклонения средней измеренной температуры внутри печи от значения не превышают $\pm 15\%$, что соответствует допустимым значениям по таблице 1 ГОСТ 30247.0-94.

После достижения необходимой продолжительности огневого воздействия подача рабочего газа прекращалась. Образцы выдерживались в закрытой камере вплоть до полного остывания (до 20 °С). Остывание печи после стандартного пожара максимальной продолжительности происходило около 3 часов. Регистрация температуры в образцах производилась как в стадии нагрева, так и в стадии охлаждения печи.

Поскольку по полученным в процессе испытаний показаниям термопар возможно установить значения температур только в отдельных точках сечения, то для уточнения картины распределения температурных полей выполнялся численный теплотехнический расчет опытных образцов. При чем значения теплотехнических характеристик бетона λ и C

назначались из сопоставления экспериментальных температурных кривых по данным термопар и расчетных. В качестве критерия принималась погрешность при определении температуры в конце стадии нагрева не превышающая 10%.

Подготовка расчетной модели и решение выполнено в конечно-элементном программном комплексе SOLIDWORKS. Расчет выполнен в трехмерной постановке с использованием объемных конечных элементов типа тетраэдр. Минимальный размер элемента принят исходя из наименьшего диаметра арматуры – 6мм, максимальный размер элемента 20мм. Использовано разбиение на основе смешанной кривизны. Количество узлов конечной модели 562027, количество элементов 394573. Наименьшие размеры конечных элементов получены при разбиении арматуры и прилегающих областей бетона, наибольшие при разбиении наружных слоев тела колонны.

Теплотехнические характеристики арматурной стали приняты одинаковыми для всех образцов в зависимости от температуры: $\lambda=0,58-0,0048 \cdot t$ и $C=0,48-0,00063 \cdot t$. Значения плотности бетона и арматуры считаются независимыми от температуры и равными соответственно $\rho_b=2240 \text{ кг/м}^3$ и $\rho_s=7850 \text{ кг/м}^3$.

В качестве термических нагрузок приняты: начальная температура образца и температура в печи во время испытаний. Начальная температура равномерна по всему образцу и составляет $t_0=11,4^\circ\text{C}$. Температура в печи принята по стандартной температурной кривой по ГОСТ 30247.0-94 (см. рис. 3.б). Взаимодействие между поверхностью образца и нагретым воздухом в печи принято по конвективному механизму. Коэффициентом конвективной теплопередачи $h=25 \text{ Вт/(м}^2\cdot\text{К)}$, что соответствует естественной конвекции при малой скорости движения воздуха в печи (0,1 м/с). Тепловая нагрузка приложена только к граням рабочей части образца (нижнее уширение изолировано).

Снижение температуры после стадии нагрева принимается по тому же закону, что и нагревание (см. рис. 3.б), однако коэффициент при τ принят равным 2 – охлаждение до начальной температуры происходит 3 часа.

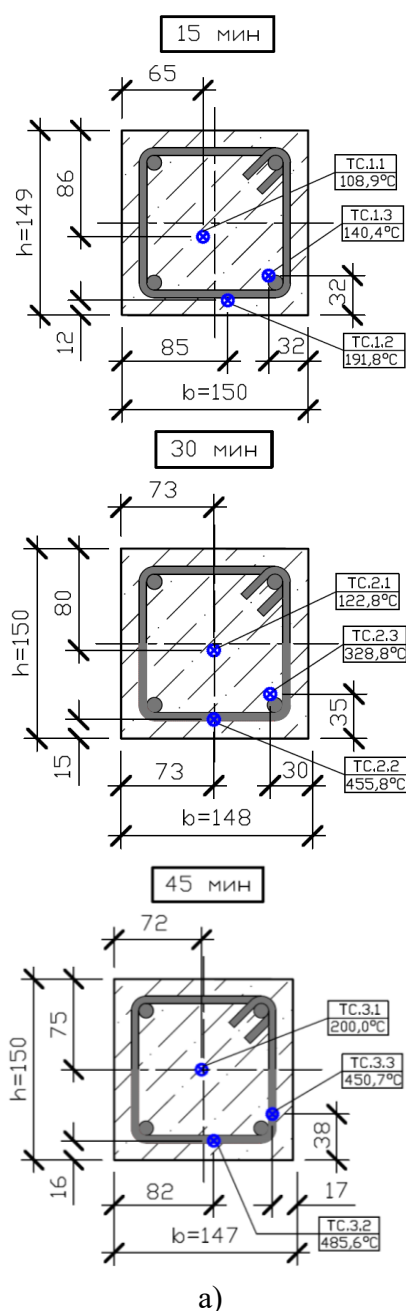
Результаты исследования и их анализ

В конце стадии нагрева средняя температура внутри печи составила: после 15 мин пожара $742,7^\circ\text{C}$, после 30 мин – $835,3^\circ\text{C}$, после 45 мин – $896,0^\circ\text{C}$. На рис. 4 представлены показания в термопарах и температурные кривые.

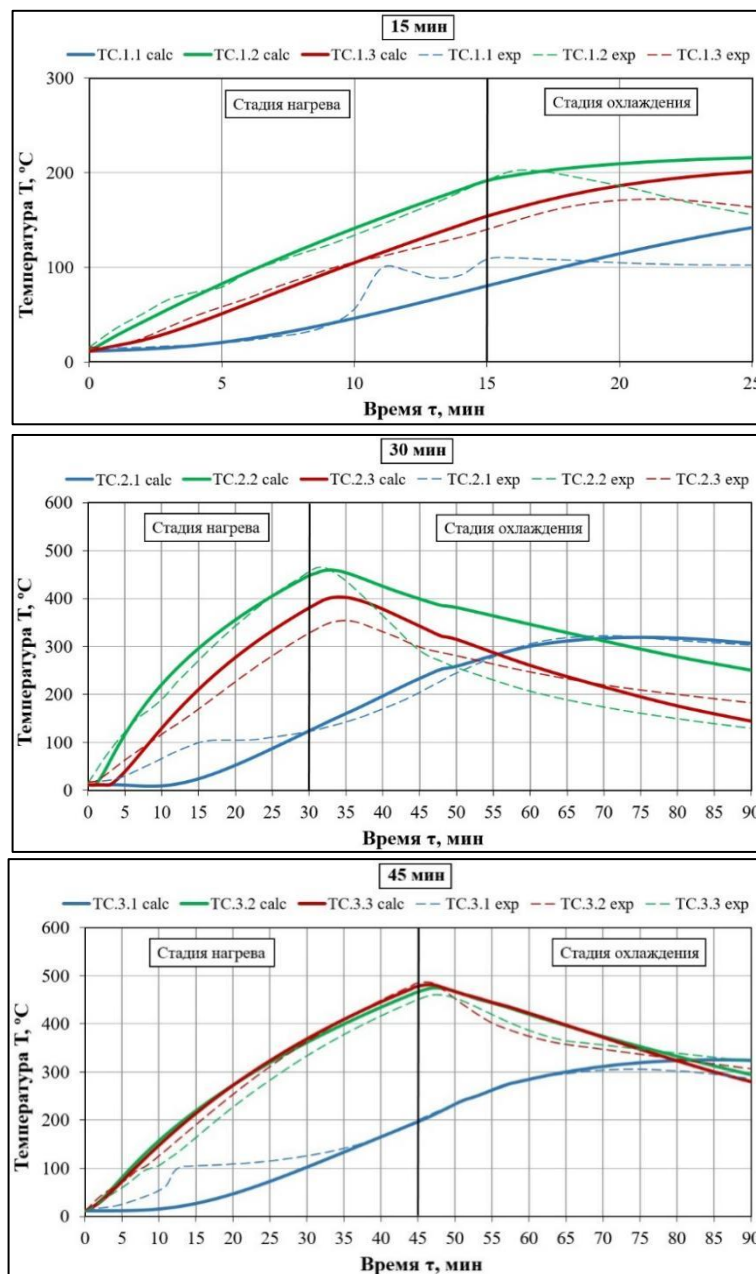
Температура в крайних и угловых термопарах (термопары ТС.1.2, ТС.1.3, ТС.2.2, ТС.2.3, ТС.3.2 и ТС.3.3) возрастает практически линейно в течение всей стадии нагрева. В крайних термопарах наблюдаются большие значения температур, чем в угловых. Для термопар ТС.3.2 и ТС.3.3 разность температур оказалась наименьшей в связи с тем, что термопара ТС.3.3 располагается достаточно близко к грани колонны.

Центральные термопары ТС.1.1, ТС.2.1 и ТС.3.1 зарегистрировали меньшие значения температур, при этом температурный график имеет сложную форму. В начальной стадии нагрева (10-15 мин) наблюдается почти экспоненциальный рост температур до значения 100°C . После этого рост температуры временно прекращается, на графике возникает почти горизонтальное «плато». По прошествии 20 мин стандартного пожара рост температур возобновляется по экспоненциальному закону, однако, с меньшей скоростью, чем на начальном этапе.

Анализируя температурные графики, построенные по данным термопар, можно сделать вывод, что в процессе нагрева образцов реализуется достаточно сложный механизм тепло- и массопереноса. На начальном этапе наблюдается почти линейное возрастание температуры в центре.



а)



б)

Рисунок 4 – Результаты стандартных огневых испытаний и численного моделирования: а) показания в термопарах в конце стадии нагрева, б) температурные кривые для трех серий образцов по результатам численного моделирования (индекс «calc») и эксперимента (индекс «exp»)

Свободная вода при этом равномерно распределена по всему сечению. Далее, в результате неравномерного нагрева сечения колонны, происходит высыхание наружных слоев бетона и испарение свободной влаги. Удаление влаги из наружных областей приводит к увеличению их теплопроводности, в результате этого происходит более интенсивный прогрев центра сечения и резкий рост температуры до 100 °С. В тоже время свободная вода из центра сечения устремляется к наружным высохшим областям. Это способствует набуханию геля и переходу свободной воды в периферийных областях в связную. Влажность по сечению колонны выравнивается. Дальнейший рост температуры на некоторое время почти полностью

останавливается. Стадия стагнации продолжается до полного испарения свободной влаги из центра сечения, после чего рост температуры возобновляется.

По прошествии установленной продолжительности стандартного пожара для всех образцов рост температур, зарегистрированных термопарами, продолжается, что объясняется теплопереносом от более нагретых периферийных областей сечения к менее нагретым внутренним. В крайних и угловых термопарах максимальные температуры достигаются достаточно быстро после начала остывания. Увеличение температур по сравнению с достигнутыми в конце стадии нагрева составляет: для термопар ТС.1.2, ТС.2.2 и ТС.3.2 соответственно 5,5%, 2,1% и 0,9%; для термопар ТС.1.3, ТС.2.3 и ТС.3.3 соответственно 22,7%, 7,9% и 2,2%. Для центральных термопар ТС.2.1 и ТС.3.1 наблюдается значительный рост температур в стадии охлаждения. Увеличение температур по сравнению с достигнутыми в конце стадии нагрева составляет 199,4% и 221,8% соответственно. Рост температуры для термопары ТС.1.1 незначителен – около 1,3% и максимальная температура достигается уже через 1 мин после начала охлаждения.

По результатам численного моделирования получены графики зависимости температур в местах установки термопар от времени (см. рис. 4.б). Численная модель калибровалась для каждого образца методом последовательных приближений до приемлемой корреляции с результатами эксперимента в конце стадии нагрева. Определены следующие теплотехнические свойства материалов:

- образец CF.1.1(2): $\lambda=2,166-0,001045 \cdot t$ и $C=0,568-0,000664 \cdot t$;
- образец CF.2.1(2): $\lambda=0,1596-0,000077 \cdot t$ и $C=0,1065-0,000125 \cdot t$;
- образец CF.3.1(2): $\lambda=0,2622-0,000127 \cdot t$ и $C=0,2059-0,000241 \cdot t$.

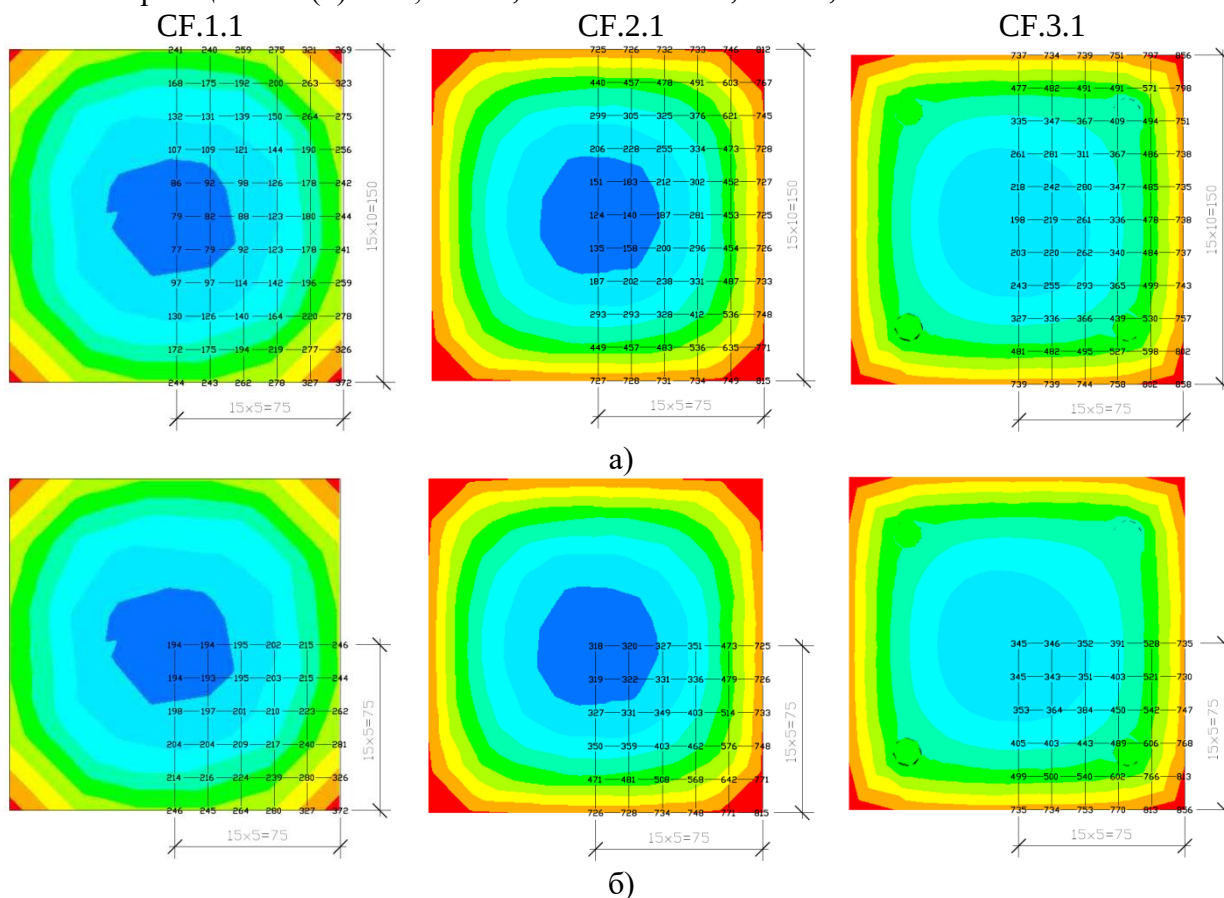


Рисунок 5 – Температурные поля по сечениям образцов: а) в конце стадии нагрева, б) огибающие температурные поля (максимальные температуры)

По сравнению с нормативными значениями величины λ и C снижаются соответственно: для образца CF.3.1 в 4,35 и 3,45 раза; для образца CF.2.1 в 7,14 и 6,67 раза. В то время как, для

образца CF.1.1 удельная теплоемкость C уменьшилась всего в 1,25 раза, а коэффициент теплопроводности λ увеличился в 1,9 раза.

Распределение температурных полей внутри образцов в конце стадии нагрева дано на рис. 5.а. Расхождение между экспериментом и численным расчетом в конце стадии нагрева не превышают: для образца CF.1.1 26%, для образцов CF.2.1 и CF.3.1 не более 2%. Для образцов CF.2.1 и CF.3.1 численные модели достаточно точно описывают перераспределение температур при охлаждении. Для колонны CF.1.1 максимальные температуры оказались несколько завышены. В термопарах ТС.1.2 и ТС.1.3 отклонение от эксперимента составило 8 и 22% соответственно. В центральной термопаре ТС.1.1 расхождение составило 75%, поскольку при проведении испытаний температура в середине сечения не возростала вовсе, в отличие от расчета.

На рис. 5.б приведены огибающие температурных полей, которые учитывают максимальные температуры, достигнутые в каждой рассматриваемой точке сечения. Возрастание температур в стадии охлаждения для крайних и угловых областей сечения является незначительным по отношению к центральным областям. Превышение над температурами, достигнутыми в конце стадии нагрева, для крайних и угловых зон не более, чем в 1,4 раза. В то время, как для центральных областей рост составил до 3,3 раза. При рассмотрении огибающей максимальных температур видно, что разность между нагревом середины и по краям сечения не столь высока, как при учете только стадии нагрева.

Выводы

1. Выполнены испытания железобетонных колонн на стандартное огневое воздействие. Получено распределение температурных полей в сечениях элементов. Для центральных областей сечения наибольшие температуры получены уже после нагрева – в стадии охлаждения печи. В стадии охлаждения для отдельных областей сечения температура может возрастать до 222%. В связи с этим, при расчете огнестойкости колонн необходимо использовать огибающие температурных полей с максимальными температурами прогрева в каждой точке.

2. Выполнена численная оценка распределения температурных полей по сечению элемента на моделях, верифицированных по результатам стандартных огневых испытаний железобетонных образцов в печи. Корреляции с экспериментальными данными удастся достигнуть при использовании уточненных значений λ и C , которые для образца CF.2.1 больше в 7,14 и 6,67 раза; для CF.3.1 в 4,35 и 3,45 раза. Для CF.1.1 C меньше в 1,25 раза, λ больше в 1,9 раза.

3. Основной причиной расхождения результатов эксперимента и численного моделирования, особенно по центральным термопарам, является протекание сложного механизма тепло- и массопереноса, который одновременно связан как с процессом перехода свободной воды в связную, так и увеличением теплопроводности высохших областей сечения. Однако расхождение с экспериментом существенно только на начальных этапах нагрева и, впоследствии, реальные и расчетные температуры в центре сечения выравниваются. Таким образом, при проведении инженерных расчетов при достаточной продолжительности огневого воздействия явлением влагонепереноса можно пренебречь и использовать интегральные характеристики λ и C .

Благодарности

Работа выполнена в рамках проекта «Разработка методики расчета и проектирования сейсмостойких железобетонных рамных каркасов с учетом возможных повреждений в результате пожара» (номер проекта 15), поддержанного по результатам конкурса 2023 на поддержку проведения исследований аспирантов НИУ МГСУ.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Tamrazyan A. Reduce the impact of dynamic strength of concrete under fire conditions on bearing capacity of reinforced concrete columns // *Applied Mechanics and Materials*. 2014. No. 475-476. Pp. 1563-1566. DOI:10.4028/www.scientific.net/AMM.475-476.1563.
2. Тамразян А.Г., Алексейцев А.В. Оптимальное проектирование несущих конструкций зданий с учетом относительного риска аварий // *Вестник МГСУ*. 2019. Т. 14. № 7. С. 819-830. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.7.819-830.
3. Тамразян, А. Г., Попов Д. С. Напряженно-деформированное состояние коррозионно-поврежденных железобетонных элементов при динамическом нагружении // *Промышленное и гражданское строительство*. 2019. № 2. С. 19-26. DOI 10.33622/0869-7019.2019.02.19-26.
4. Тамразян А. Г., Черник В. И. Жесткость поврежденной пожаром железобетонной колонны при разгрузке после высокоинтенсивного горизонтального воздействия // *Вестник МГСУ*. 2023. №18(9). С. 1369-1382. <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2023.9.1369-1382>.
5. Алмазов В. О., Плотников А. И., Расторгуев Б. С. Проблемы сопротивления зданий прогрессирующему разрушению // *Вестник МГСУ*. 2011, №2-1, С. 16-20.
6. Гончаренко В. С. и др. Пожары и пожарная безопасность в 2021 году: статист. сб. Балашиха: ФГБУ ВНИИПО МЧС России, 2022. 114 с.
7. Жарницкий В.И., Голда Ю.Л., Курнавина С.О. Развитие повреждений в железобетонной раме при сейсмических воздействиях // *Бетон и железобетон - взгляд в будущее*. 2014, С.57-67.
8. Ilki A., Demir U. Factors affecting the seismic behavior of reinforced concrete structures after fire exposure // *NED University Journal of Research*. 2019. No.1 (special). pp. 31-42. DOI: 10.35453/NEDJR-STMECH-2019-0003.
9. Korsun V., Baranov A. Mechanical properties of high-strength concrete after heating at temperatures up to 400 °C // *Proceedings of ECE 2020*. 2021, Pp. 454-463 DOI: 10.1007/978-3-030-72404-7_44.
10. Милованов А.Ф. Стойкость железобетонных конструкций при пожаре. – М.: Стройиздат, 1998. – 304 с.: ил. – ISBN 5-274-01695-2.
11. Федоров В. С., Левитский В. Е., Матвиенко В. Е. Методика построения температурных профилей для расчёта огнестойкости железобетонных конструкций методом нормализованной кривой // *Инженерно-строительный вестник Прикаспия*. 2021, №1(35), с. 5-8.
12. Franssen, J. M., and T. Gernay. Modeling Structures in Fire with SAFIR: Theoretical Background and Capabilities // *Journal of Structural Fire Engineering*. 2017. No. 8 (3). Pp. 300–323. <https://doi.org/10.1108/JSFE-07-2016-0010>.
13. Bisby L, Gales J, Maluk C. A contemporary review of large-scale non-standard structural fire testing // *Fire Science Reviews*. 2013. No. 2(1). Pp.1-27. <https://doi.org/10.1186/2193-0414-2-1>
14. Melo J. et al. Cyclic behaviour of as-built and strengthened existing reinforced concrete columns previously damaged by fire // *Engineering Structures*. 2022, No. 266, 114584, DOI: 10.1016/j.engstruct.2022.114584.
15. Tamrazyan A. G., Avetisyan L. A. Experimental and theoretical study of reinforced concrete elements under different characteristics of loading at high temperatures // *Procedia Engineering*. – 2016. No. 153. pp. 721-725. DOI:10.1016/j.proeng.2016.08.232.
16. Корсун В.И., Баранов А.О. Расчёт температурно-усадочных деформаций высокопрочных бетонов применительно к условиям воздействия повышенных температур // *Сборник научных трудов РААСН. Том 2. Российская академия архитектуры и строительных наук*. 2020, с. 314-321.
17. Demir U. et al. Post fire seismic performance of reinforced precast concrete columns // *PCI Journal*. – 2020. No.65(6). Pp. 62-80. DOI: 10.15554/pci.65.6-01.
18. Xu Y. et al. Post-fire seismic behaviors of concrete stub columns in different fire exposure cases // *Zhendong yu Chongji/Journal of Vibration and Shock*. 2020. No. 39(18). Pp. 11-19.

REFERENCES

1. Tamrazyan A. Reduce the impact of dynamic strength of concrete under fire conditions on bearing capacity of reinforced concrete columns. *Applied Mechanics and Materials*. 2014. No. 475-476. Pp. 1563-1566. DOI:10.4028/www.scientific.net/AMM.475-476.1563.
2. Tamrazyan A.G., Alekseyev A.V. Optimal structures design: accounting of costs and relative accidents risk. *Vestnik MGSU*. 2019. Vol. 14. No. 7. Pp. 819-830. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.7.819-830. (rus).
3. Tamrazyan A. G., Popov D. S. Stress-strain State of Corrosion-Damaged Reinforced Concrete Elements under Dynamic Loading. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo [Industrial and Civil Engineering]*, 2019, No. 2, Pp. 19–26. DOI:10.33622/0869-7019.2019.02.19-26. (rus).
4. Tamrazyan A.G., Chernik V.I. Stiffness of a fire-damaged reinforced concrete column during unloading after high-intensity horizontal impact. *Vestnik MGSU*. 2023. No.18(9). Pp. 1369-1382. <https://doi.org/10.22227/1997-0935.2023.9.1369-1382> (rus).

5. Almazov V.O., Plotnikov A.I., Rastorguev B.S. Problems of building's strength to progressive collapse. *Vestnik MGSU*. 2011. No. 2-1. Pp. 16-20. (rus)
6. Goncharenko V. S. et al. Pozhary i pozharnaya bezopasnost' v 2021 godu: statist. sb. Balashixa [Fires and fire safety in 2021: stat. coll. Balashikha]: FGBU VNIPO MChS Rossii, 2022. 114 p. (rus)
7. Zharniczkiy V.I., Golda Yu.L., Kurnavina S.O. Razvitie povrezhdenij v zhelezobetonnoj rame pri sejsmicheskix vozdeystviyax [Damage development in reinforced concrete frame under seismic impacts]. *Beton i zhelezobeton - vzglyad v budushhee*. 2014, Pp.57-67. (rus)
8. Ilki A., Demir U. Factors affecting the seismic behavior of reinforced concrete structures after fire exposure. *NED University Journal of Research*. 2019. No.1 (special). Pp. 31-42. DOI: 10.35453/NEDJR-STMECH-2019-0003.
9. Korsun V., Baranov A. Mechanical properties of high-strength concrete after heating at temperatures up to 400 °C. *Proceedings of ECE 2020*. 2021, Pp. 454-463 DOI: 10.1007/978-3-030-72404-7_44
10. Milovanov A.F. Stojkost' zhelezobetonny'x konstrukcij pri pozhare [Resistance of Reinforced Concrete Structures at Fire]. Moscow: Stroyizdat, 1998. 304 p. ISBN 5-274-01695-2. (rus)
11. Fedorov V. S., Levitskiy V. E., Matvienko V. E. Technique for constructing temperature profiles for calculation of fire resistance of reinforced concrete structures by the normalized curve method. *Inzhenerno-stroitel'ny' vestnik Prikaspiya*. 2021, No. 1(35), Pp. 5-8. (rus)
12. Franssen, J. M., and T. Gernay. Modeling Structures in Fire with SAFIR: Theoretical Background and Capabilities. *Journal of Structural Fire Engineering*. 2017. No. 8 (3). Pp. 300–323. <https://doi.org/10.1108/JSFE-07-2016-0010>
13. Bisby L, Gales J, Maluk C. A contemporary review of large-scale non-standard structural fire testing. *Fire Science Reviews*. 2013. No. 2(1). Pp.1-27. <https://doi.org/10.1186/2193-0414-2-1>
14. Melo J. et al. Cyclic behaviour of as-built and strengthened existing reinforced concrete columns previously damaged by fire. *Engineering Structures*. 2022, No. 266, 114584, DOI: 10.1016/j.engstruct.2022.114584
15. Tamrazyan A. G., Avetisyan L. A. Experimental and theoretical study of reinforced concrete elements under different characteristics of loading at high temperatures. *Procedia Engineering*. 2016. No. 153. Pp. 721-725. DOI:10.1016/j.proeng.2016.08.232
16. Korsun V.I., Baranov A.O. Calculation of Temperature and Shrinkage Deformations of High-Strength Concrete under Conditions of Elevated Temperatures. *Sbornik nauchny'x trudov RAASN. Tom 2. Rossijskaya akademiya arxitektury i stroitel'ny'x nauk*. 2020. Pp. 314-321. (rus)
17. Demir U. et al. Post fire seismic performance of reinforced precast concrete columns. *PCI Journal*. 2020. No. 65(6). Pp. 62-80. DOI: 10.15554/pcij65.6-01
18. Xu Y. et al. Post-fire seismic behaviors of concrete stub columns in different fire exposure cases. *Zhendong yu Chongji/Journal of Vibration and Shock*. 2020. No. 39(18). Pp. 11-19

Информация об авторах

Ашот Георгиевич Тамразян

Московский государственный строительный университет (ФГБОУ ВПО «МГСУ»), г. Москва, Россия, д-р техн. наук, проф., заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций, E-mail: tamrazian@mail.ru

Владимир Игоревич Черник

Московский государственный строительный университет (ФГБОУ ВПО «МГСУ»), г. Москва, Россия, преподаватель кафедры железобетонных и каменных конструкций, аспирант, E-mail: chernik_vi@mail.ru

Information about authors

Tamrazyan Ashot G.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia, doctor in tech. sc., prof., head of the department of reinforced concrete and masonry structures, E-mail: tamrazian@mail.ru

Chernik Vladimir I.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia, lecturer of the department of reinforced concrete and stone structures, postgraduate student, E-mail: chernik_vi@mail.ru