

4. Гусев Н.М. Естественное освещение зданий. – М.: Госстройиздат, 1961. – 171 с.
5. Киреев Н.Н. Расчет естественного освещения производственных помещений при применении плафонов верхнего света // Промышленное строительство. – 1964. – №10. – С.30-33.
6. Чернявський В.В., Галінська Т.А., Овсій М.О. Розрахунок природного освітлення приміщень будівель, які освітлюються через ліхтарні надбудови при ясному і хмарному небі МКО // Ресурсоєкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць НУВГ та П. Вип.14 – Рівне: НУВГ та П, 2006. – С.357-361.
7. Галінська Т.А., Овсій М.О. Розрахунок природного освітлення приміщень будівель, які освітлюються через zenітні круглі у плані ліхтарі при ясному і хмарному небі // Коммунальное хозяйство городов: Науч.-техн. сб. Вып.72. – К.: Техніка, 2006. – С.111-115.
8. Скать Д.Д. Комплексний метод вирішення zenітного освітлення будинків: Автореф. дис... канд. техн. наук: 05.23.01. – Полтава: ПДТУ ім. Юрія Кондратюка, 1999. – 20 с.
9. Инсоляция и естественное освещение в архитектуре и градостроительстве / Вернеску Д., Эне А.: Пер. с рум. – К.: Будівельник, 1983. – 86 с.
10. Бакулин П.Н., Конторович Э.В., Морозов В.Н. Курс общей астрономии.– М.: Наука, 1983. – 545 с.

Отримано 26.03.2007

УДК 624.012.46

С.Л.ФОМИН, д-р техн. наук, АЛИ ЭЗЗЕДДИН

*Харьковский государственный технический университет строительства и архитектуры*

### **ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ОГНЕСТОЙКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ, ОПЕРТЫХ ПО КОНТУРУ**

Исследуется влияние высокотемпературного нагрева при пожаре на поведение железобетонных разрезных и неразрезных плит опертых по контуру. Выявлен ряд особенностей их работы в результате численного моделирования. Разработаны методики расчета их огнестойкости, которые проверены экспериментальными исследованиями.

Монолитные железобетонные перекрытия с плитами, опертыми по контуру, получили широкое распространение в жилищном и промышленном строительстве. Влияние интенсивного температурного нагрева во время пожара на их прочность практически не изучено, методики расчета огнестойкости отсутствуют. Сложность проблемы привела к тому, что существующие инструктивные документы предлагают только эмпирическую формулу для определения критической температуры, определяющую утрату огнепреграждающей и теплоизолирующей способности плит (Е и I) [1, 2].

Численные исследования с использованием ПК ЛИРА 9.2, разработанного НИИАСС Госстроя Украины, показали, что при градиенте температуры и линейном ее распределении по толщине плиты, опер-

той на четыре угловые точки или опертой на четыре точки по серединам кантов температурные моменты отсутствуют, а суммарные перемещения для обоих вариантов одинаковы (рис.1). Следовательно, если плита свободно лежит на четырех кантах, то края ее поднимаются при наличии температурного перепада, а усилий не возникает. Для возникновения температурных усилий требуется дополнительное приложение усилий по контуру для погашения этих перемещений или запрещение вертикальных перемещений во всех контурных точках. На рис.2 показано распределение температурных моментов  $M_x$  и изополя вертикальных перемещений при запрещении перемещений во всех узлах контура железобетонной плиты размером 1200x1200x100 мм. Расчет усилий в узлах контура – реакций, полученных с помощью введения во все узлы контура одноузловых КЭ51 показал, что они изменяются от растягивающих  $N_z = 80,82$  тс в угловых точках контура до сжимающих  $N_z = 0,325$  тс в средних точках при 15 мин. воздействия стандартного пожара. Температурные моменты являются отрицательными, т.е. растягивающими верхнюю поверхность плиты, с наибольшей величиной у контура, в данном случае равной  $M_x = - 6,54$  тм/м и наименьшей в центре  $M_x = - 4,02$  тм/м. Такая же картина наблюдается при приложении равномерно распределенной нагрузки  $q = 10$  тс/м<sup>2</sup>:  $N_z = 2,465$  тс в угловых точках контура и  $N_z = 0,258$  тс в средних точках. Изгибающий момент изменяется от нуля на контуре до максимального значения посередине плиты  $M_x = 0,58$  тм/м. Таким образом, понятие «плита, опертая по контуру» предполагает наличие двусторонней связи по вертикальному направлению в зоне опирания. Для расчета огнестойкости имеют значения температурные моменты как у контура, так и в центре плиты, приводящие к перераспределению усилий в предельном состоянии. Величина температурных моментов зависит от прочностных и деформативных характеристик бетона и арматуры, геометрических характеристик (толщины плиты, соотношения сторон), характера армирования, вида крупного заполнителя. Поэтому требуется наработка базы данных, аналогичной существующей для равномерно нагруженных плит при различных условиях закрепления контура и геометрии [3].

Следует учесть также, что для определения температурных моментов требуется проведение расчета эквивалентных линейных распределений температуры по имеющимся в нормативных документах [1,4] графикам нелинейного ее распределения по толщине плит. В качестве примера приведены эквивалентные распределения температуры по высоте сечения плиты 100 мм из тяжелого бетона на гранитном заполнителе при одностороннем огневом воздействии стандартного по-

жара (рис.3). В результате линейной аппроксимации получены следующие расчетные эквивалентные температуры T1 и T2, необходимые для задания температурных нагрузок:

$T = -7,1681x + 884,02$	для 150 мин	$T1 = 884^{\circ}\text{C}$ ,	$T2 = 167^{\circ}\text{C}$
$T = -7,1974x + 837,76$	120 мин	$T1 = 838^{\circ}\text{C}$ ,	$T2 = 118^{\circ}\text{C}$
$T = -6,9912x + 710,88$	75 мин	$T1 = 711^{\circ}\text{C}$ ,	$T2 = 12^{\circ}\text{C}$
$T = -6,7456x + 640,44$	60 мин	$T1 = 640^{\circ}\text{C}$ ,	$T2 = -34^{\circ}\text{C}$
$T = -6,0643x + 545,23$	45 мин	$T1 = 545^{\circ}\text{C}$ ,	$T2 = -61^{\circ}\text{C}$
$T = -4,75x + 402,5$	30 мин	$T1 = 403^{\circ}\text{C}$ ,	$T2 = -72^{\circ}\text{C}$
$T = -3,2178x + 254,88$	15 мин	$T1 = 255^{\circ}\text{C}$ ,	$T2 = -67^{\circ}\text{C}$

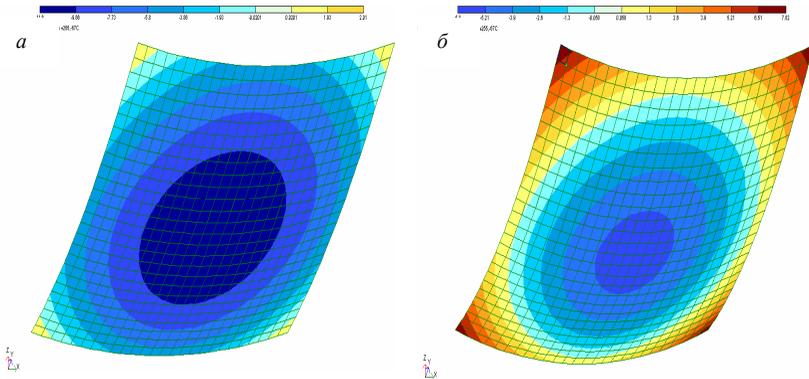


Рис.1 – Изополя перемещений по Z в железобетонной плите:  
 а – опертой на четыре угловые точки при нагреве  $Z_{\max} = -11,6$  мм;  
 б – опертой на четыре точки по серединам кантов  $Z_{\text{ц}} = -5,796$  мм,  $Z_{\text{край}} = 5,796$  мм.

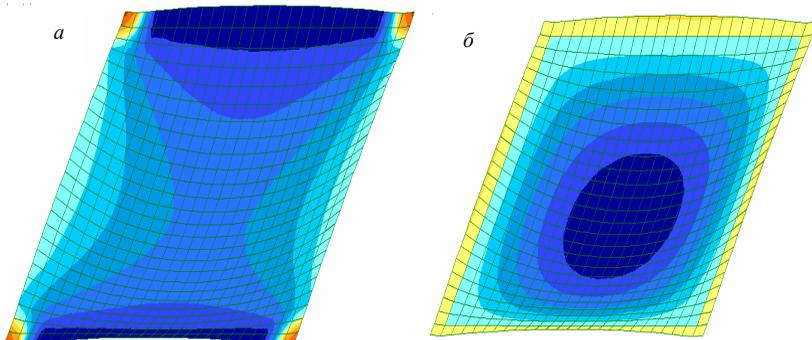


Рис.2 – Изополя:  
 а – температурных моментов  $M_x$ ; б – перемещений по Z в железобетонной плите,  
 опертой по контуру, при нагреве;  $Z_{\max} = -3,49$  мм.

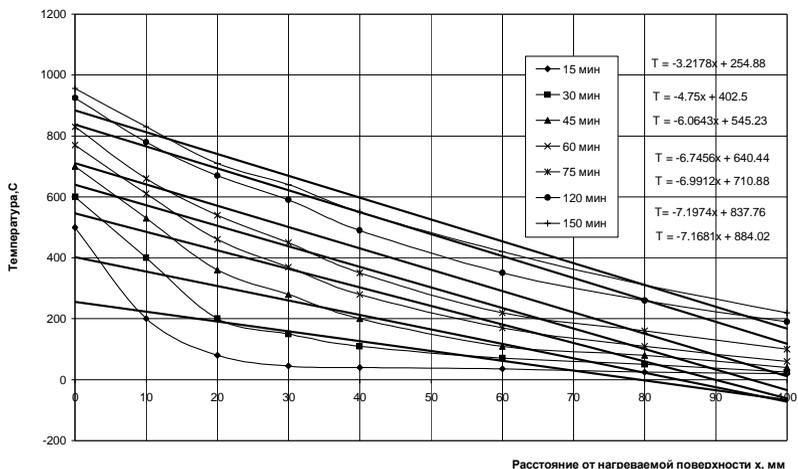


Рис.3 – Распределение температуры по высоте сечения плиты 100 мм из тяжелого бетона на гранитном заполнителе при одностороннем огневом воздействии стандартного пожара

Предложенная методика позволяет оценить огнестойкость железобетонных плит с помощью таблиц для определения пролетных и опорных изгибающих моментов, составленными по расчетам из условий упругой работы конструкции с дальнейшим определением прочности сечений на основе нелинейной деформационной модели.

Может быть использован также другой способ расчета плит, опертых по контуру, по методу предельного равновесия. При этом усилия определяют кинематическим способом из условия равенства виртуальных работ внешних сил и внутренних усилий. На основании уточненных расчетов и экспериментальных данных плиту в момент разрушения рассматривают как систему плоских звеньев, соединенных пластическими шарнирами по линиям излома. Например, рассмотренная выше квадратная в плане плита, рассчитанная в нелинейной постановке, показывает характер формирования звеньев в форме «конверта» (рис.4).

Из условия равенства работы внешних сил при равномерно распределенной нагрузке и температурных моментах и работы внутренних усилий (изгибающих моментов) в шарнирах при равномерном армировании плиты в двух направлениях определяют предельные значения моментов.

Для проверки основных положений разработанной методики проведены экспериментальные исследования свободно опертых и нераз-

резных плит. Изготовлены три серии железобетонных плит. Первая серия П1 – плиты опертые по контуру размерами 1300x1300 мм толщиной 100 мм, армированные нижней сеткой из арматуры  $\varnothing 10$  А500С шагом 100 мм. Вторая серия П2 – неразрезные железобетонные плиты, опертые по контуру размерами 1300x1200 мм с двумя консолями длиной по 600 мм, армированные нижней сеткой из арматуры  $\varnothing 10$  А500С шагом 200 мм по всей длине и верхними сетками в консолях и опорных частях средней плиты длиной 850 мм из арматуры  $\varnothing 10$  А500С шагом 200 мм. Третья серия П3 – крестообразные в плане опертые по контуру плиты размером 1200x1200 мм с четырьмя консолями длиной по 600 мм, армированные нижней сеткой из арматуры  $\varnothing 10$  А500С шагом 200 мм по всей длине и верхними сетками в консолях и опорных частях средней плиты из арматуры  $\varnothing 10$  А500С шагом 200 мм. Изготовление балок проводили в металлической опалубке из бетона состава: поргладцемент М300 – 500 кг; песок кварцевый с модулем крупности 2,0 – 665 кг; щебень гранитный фракции 5-10 мм – 1050 кг; вода водопродонная – 275 л. Водоцементное отношение – 0,55; объемная масса  $\gamma = 2250 \text{ кг/м}^3$ .

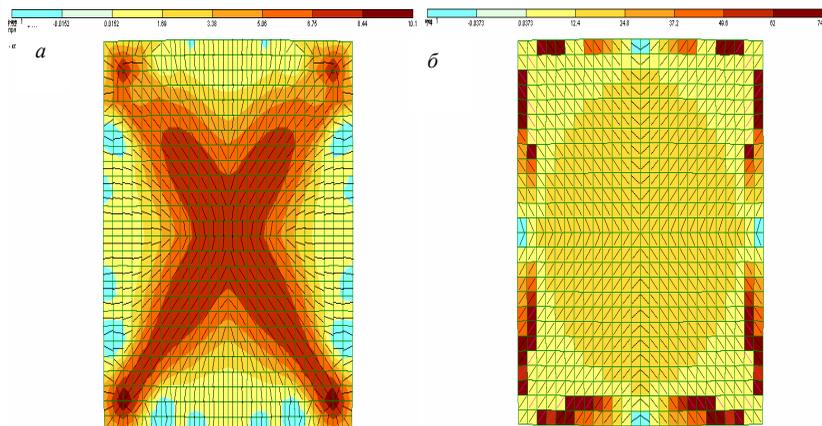


Рис.4:

- a* – изополя главных напряжений N1с направлениями главных осей N1;
- b* – картина разрушений. Нижний слой. Направление развития трещин на фоне полей главных напряжений N1.

Испытания проводили на специальной установке, состоящей из нагревательной электропечи мощностью 53 кВт, опорной металлической рамы, на которую устанавливали плиты так, чтобы средняя часть неразрезной плиты подвергалась нагреву снизу и нагружалась равно-

мерно распределенной нагрузкой сверху (рис.5). Равномерно распределенную нагрузку моделировали приложением ее в 16 точках с помощью 50-тонного домкрата и распределительной системы траверс из треугольных элементов, обеспечивающих точность ее приложения при любых деформациях плиты (рис.6). В качестве опор крайних пролетов – консолей применены распределительные металлические балки с тяжами, снабженные форкопфами с динамометрическими стяжными муфтами для измерения реакций при восстановлении первоначального положения всех опор до нагрузки и нагрева.

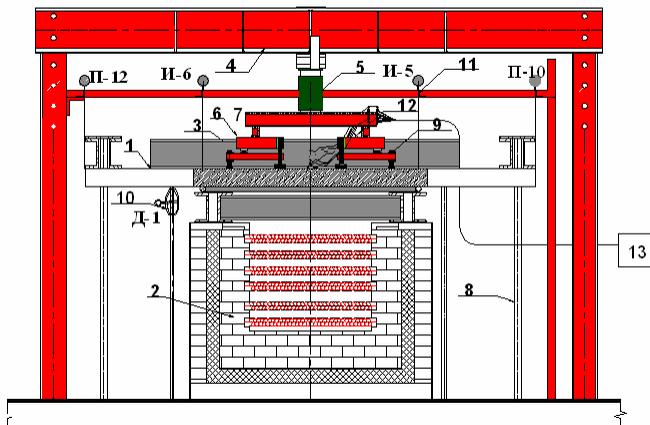


Рис.5 – Конструктивная схема установки:

1 – железобетонная плита с четырьмя консолями; 2 – электрическая печь; 3 – опорные балки; 4 – рама; 5 – домкрат; 6, 7 – траверсы; 8 – тяжи; 9 – треугольные траверсы; 10 – динамометры; 11 – прогибомеры; 12 – термопары; 13 – потенциометр КСП-2.



Рис.6 – Распределительное устройство для моделирования равномерно распределенной нагрузки

В результате воздействия нагрузки на среднюю часть плиты происходили осадки средних опор  $\Delta_3 \dots \Delta_3$ , фиксируемые прогибомерами ПЗ, П4, П5, П6 и перемещения крайних  $\Delta_1, \Delta_2, \Delta_7, \Delta_8, \Delta_9, \Delta_{10}, \Delta_{11}$  и  $\Delta_{12}$ , для общего случая, определяемых прогибомерами П1, П2, П7, П8, П9, П10, П11, П12.

Уравнение плоскости опор при этом имеет вид

$$Z = \frac{\Delta_5 + \Delta_6 - \Delta_3 - \Delta_4}{2400} x + \frac{\Delta_3 + \Delta_5 - \Delta_4 - \Delta_6}{2400} y + \frac{\Delta_3 + \Delta_4 + \Delta_5 + \Delta_6}{4}.$$

По этой формуле определяли новое положение плоскости опор после деформации, вычисляли невязки  $\delta_1 \dots \delta_{12}$ , по которым определяли новые отсчеты по прогибомерам. Невязки устраняли путем укорочения или удлинения тяжей стяжными муфтами – динамометрами. Затем по динамометрам Д-1, Д-2, Д-3 и Д-4 определяли реакции крайних опор. Для сокращения рутинных вычислений разработана программа устранения невязок на ПК, которую использовали на каждом этапе эксперимента (рис.7).



Рис.7 – Общий вид испытания неразрезной плиты с четырьмя консолями и коррекцией невязок измерения с помощью ПК

Образец сначала загружали этапами до нормативной нагрузки, а затем подвергались тепловому воздействию со стороны нижней грани. Для замера температуры в бетоне и на арматуре устанавливали хромель-копелевые термодпары, показания которых автоматически регистрировались 12-точечным самопишущим электронным потенциометром КСП-2. Конструктивная схема установки показана на рис.5.

При нагружении возрастали пролетный и опорные моменты (для неразрезных плит), увеличивался прогиб в центре среднего пролета,

затем включали печь. В процессе нагрева увеличивали опорные моменты и уменьшали пролетный в результате возникновения температурного момента. При испытании трехпролетной плиты после 30 мин. нагрева опорные моменты достигли максимальных величин, на поверхности плиты над опорами образовались трещины – возникли пластические шарниры на опорах (рис.8). Пролетный момент поменял знак и в средней части плиты появились трещины. Дальнейший нагрев не увеличивает температурный момент в связи с постоянной изгибной жесткостью опорного сечения.



Рис.8 – Появление пластических шарниров на опорах и трещин на верхней поверхности среднего пролета плиты

К моменту времени нагрева 245 мин. температура арматуры составила 538 °С, при этом ее расчетное сопротивление снизилось на 70%, соответственно снизилась прочность пролетного сечения.

Результаты исследований показывают, что при совместном воздействии температуры и нагрузки в статически неопределимых неразрезных железобетонных плитах происходит перераспределение усилий в результате возникновения в них температурного момента, который при нагреве снизу разгружает пролетные сечения и догружает опорные. При определенных условиях возможно разрушение неразрезных железобетонных плит в процессе охлаждения конструкции в связи с увеличением пролетного момента при снизившейся прочности пролетного сечения. Результаты исследований позволяют уточнить методику расчета огнестойкости железобетонных плит, работающих в двух направлениях.

1. Методические рекомендации по расчету огнестойкости и огнестойкости железобетонных конструкций. – М.: ГУП «НИИЖБ», 2000. – 92 с.
2. Бушев В.П., Пчелинцев В.А., Федоренко В.С., Яковлев А.И. Огнестойкость зданий. – М.: Стройиздат, 1970. – 258 с.
3. Тимошенко С., Войновский-Кригер С. Пластинки и оболочки. – М.: Наука, 1966. – 636 с.
4. ENV 1992-1-2:1995: Eurocode 2 : Calcul des structures en béton – Partie 1-2: Règles générales – Calcul du comportement au feu. Novembre 1995.

*Получено 20.04.2007*

УДК 72 : 624 : 519.86

В.Й.ХАЗІН, канд. техн. наук, Д.В.СЕРДЮК

*Полтавський національний технічний університет ім. Юрія Кондратюка*

## **ПРИНЦИПИ АРХІТЕКТУРНОЇ БІОНІКИ ТА ПРИКЛАДИ ЇХ ПРАКТИЧНОГО ЗАСТОСУВАННЯ**

Систематизовано основні методи і принципи архітектурної біоніки та наведено деякі вже реалізовані в будівництві пропозиції щодо їх використання.

Біоніка – наука про використання в архітектурі, техніці і будівництві знань про форми, принципи і технологічні процеси живої природи. Дослідження щодо моделювання живих систем складають основу біоніки [1].

Біоніка не просто досліджує живу природу, як це робить фізика, хімія, біологія і т.д., а на основі вивчення закономірностей природи і використання досягнень інших галузей знань створює по образу природи нові конструкції та споруди в цілому, які безпосередньо не існують в природі.

Архітектурна біоніка в сукупності розглядає систему “ жива природа (середовище) – архітектура (техніка - будівництво) – людина”, дякуючи чому соціальна і технічна сфери отримують можливість розвиватись в гармонічній єдності з оточуючою природою [2].

Разом з практикою архітектурної біоніки поступово складається наука, з одного боку, як галузь архітектурної науки, а з іншого – як частина нового наукового напрямку – загальної біоніки в будівництві.

Складовими частинами архітектурно-біонічної науки в будівництві є практична основа створення будівель і споруд та необхідні знання в галузі використання законів живої природи в будівництві.

До основних методів архітектурно-будівельної біоніки належать:

- метод функціональних аналогій – оцінка функціональних сторін живої природи виконується на основі використання досвіду формоутворення архітектури, її технічних засобів і урахування тенденцій її перспективного розвитку;