

что с самого начала процесса устанавливаются режимные значения температуры. Градиентный метод позволяет избежать значительных перепадов температуры внутри материала и повысить качество проведения процесса сушки. Анализ различных способов начального нагрева древесины перед сушкой позволяет выбрать оптимальный вариант, уменьшает тепловую мощность оборудования, за счет увеличения продолжительности процесса. Приведены расчетные зависимости для определения расходов тепловой энергии на процесс нагрева.

Ключевые слова: начальное нагревание, древесина, влажность, плотность, продолжительность, режим, температура, относительная влажность воздуха.

Biley P.V., Kombarov A.M., Biley P.P. Analysis Methods of Conducting Initial Heating Timber Before Drying

The methods of conducting initial heating of wood prior to drying have been considered in the article. Classic methods include the intensive heating of wood because the value of temperature regime has been set from the very beginning of the process. Gradient method allows to avoid significant temperature changes in the middle of the material and increase the quality of the drying process. Analysis of different methods of initial heating of wood prior to drying allows to choose the rational option, which reduces the thermal capacity of the equipment by increasing the duration of the process. The calculations for determining of the dependence of heat energy consumption for the process heating have been shown.

Key words: initial heating, wood moisture content, density, duration, mode, temperature, humidity.

УДК 614.843(075.32)

Проф. Е.М. Гуліда, д-р техн. наук –

Львівський ДУ безпеки життєдіяльності; докторант О.М. Коваль,
канд. техн. наук – НУ цивільного захисту України

ВОГНЕСТІЙКІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ СКАТНИХ КРИВЕЛЬ ОДНОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ ЦЕХІВ ДЕРЕВООБРОБНИХ ПІДПРИЄМСТВ

Розроблено методологію встановлення класу вогнестійкості залізобетонних кроквяних ферм для скатних кривель одноповерхових будівель цехів деревообробних підприємств на основі результатів теоретичних досліджень. Рекомендовано залежності для визначення температури в зоні розміщення ферм у разі пожежі, а також температури на зовнішніх поверхнях залізобетонних кроквяних ферм залежно від температури середовища. Крім цього, встановлено критичну температуру в перерізах залізобетонних кроквяних ферм залежно від часу тривалості пожежі. Загальна відносна похибка теоретичних розрахунків відносно результатів експериментальних досліджень щодо встановлення класу вогнестійкості за ознакою втрати несучої здатності, як показали численні результати досліджень, не перевищує 5...8 %.

Ключові слова: пожежа, температура, кроквяна ферма, несуча здатність, клас вогнестійкості.

Постановка проблеми. Ведучою ланкою деревообробної промисловості є підприємства, які переробляють деревину і випускають продукцію для потреб національної економіки та народного вжитку. Дуже часто на цих підприємствах виникають пожежі, які призводять до значних збитків. Наприклад, за даними УкрНДЦЗ, тільки за 2012 р. на цих підприємствах виникло 76 пожеж, що призвело до прямих збитків у розмірі 5421 тис. грн, а тільки за 11 місяців 2013 р. – 82 з прямими збитками 3941 тис. грн. Під час пожежі, при дії високих температур, змінюються механічні властивості будівельних конструкцій, а саме матері-

алів, з яких їх виготовлено. Під час будівництва деревообробних цехів, як і інших подібних об'єктів, всі конструктивні елементи таких споруд розраховують за всіма правилами будівельної механіки на десятки років, але їх у разі пожежі може бути зруйновано за декілька хвилин. Тому виникає необхідність надійного забезпечення вогнестійкості конструкцій будівель та споруд на випадок виникнення пожежі та до її повної ліквідації. Вогнестійкість будівельних конструкцій підвищують різними методами, а саме: підбором матеріалів, конструктивних схем, розмірів конструкції та використанням різних заходів вогнезахисту. При цьому останній напрям підвищення вогнестійкості будівельних конструкцій вважається найдешевшим.

Розглядаючи будівлі одноповерхових цехів деревообробних цехів, можна виділити наступні будівельні конструкції. Основними несучими елементами є колони, на яких розміщуються підкряквяні залізобетонні ферми або балки та кроквяні ферми, за допомогою яких утворюється кривля цеху. Для закриття кривлі від зовнішнього середовища на кроквяних фермах розміщують залізобетонні ребристі плити покриття, пароізоляцію, шар утеплювача, цементну стяжку та багат шаровий руберойдовий килим. Усе це покриття є навантаженням на кроквяні ферми, які передають це навантаження на підкряквяні залізобетонні елементи та на колони.

За конструктивним оформленням кривлі цехів можуть бути плоскими або скатними, що залежить від конструктивної форми кроквяних балок або ферм. Стосовно колон і плоских підкряквяних, кроквяних балок або ферм вже виконано значну кількість експериментальних та теоретичних досліджень із вогнестійкості, що дає змогу забезпечувати їх залишкову міцність після ліквідації пожежі. У цьому напрямі важливий внесок зробили В.І. Агаджанов, Б.Г. Демчина, В.М. Жартовський, Н.А. Ільїн, А.І. Яковлев, С.Л. Фомін та багато інших. Але стосовно вогнестійкості залізобетонних кроквяних сегментних, трапецієподібних та аркових ферм, які в більшості випадків використовуються для виготовлення скатних кривель деревообробних цехів, то результати наукових досліджень практично знаходяться на початковій стадії.

Для визначення межі вогнестійкості залізобетонної конструкції можна використовувати три підходи. Перший підхід полягає у визначенні стандартного температурного режиму пожежі та в обиранні згідно з ДБН В.1.1-7-2002 2, залежно від ступеня вогнестійкості будівлі, необхідної мінімальної межі вогнестійкості конструкції. Другий підхід можна виконати з проведенням експериментальних вогневих досліджень згідно з методикою ДСТУ Б В.1.1-4-98, за результатами яких можна визначити вогнестійкість конкретної конструкції. При третьому підході аналізують планувальні рішення приміщень, їх архітектурні особливості, пожежне навантаження та розраховують межу вогнестійкості з врахуванням сценарію розвитку реальної пожежі. Третій підхід до визначення межі вогнестійкості є складним, але більш точним, порівняно з першим, і не потребує значних витрат для проведення експериментальних досліджень.

Тому виникає проблема у визначенні межі вогнестійкості залізобетонних кроквяних сегментних, трапецієподібних та аркових ферм, на яку впливають пожежні ситуації (особливо місце виникнення пожежі) в закритих цехах деревообробних підприємств.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Для визначення вогнестійкості залізобетонних конструкцій існують методики та стандарти [1-5]. Але для розв'язування цієї задачі необхідно врахувати чинники, які впливають на розвиток пожежі в приміщеннях, де ці конструкції будуть застосовуватись. У роботах [6, 7] наводяться моделі розвитку пожежі і їх використання для оцінювання вогнестійкості будівельних конструкцій. Зокрема розглядається інтегральна, зонна модель пожежі та модель, яка базується на розв'язуванні повної системи рівнянь Нав'є-Стокса. Для приміщень, в яких висота приміщення не перевищує лінійних розмірів підлоги, може бути використана зонна модель пожежі. Розглянута спільна модель динаміки зміни середньооб'ємної температури в приміщенні в разі пожежі та теплопровідності будівельних конструкцій з урахуванням тепло- та масообміну з навколишнім середовищем. Як показало порівняння цієї моделі з результатами натурних випробувань, її можна застосувати для оцінювання вогнестійкості в умовах реальної пожежі.

У роботі [8] розглянуті методи оцінювання вогнестійкості та необхідної товщини вогнезахисного покриття для різних типів конструкцій. Вирішена задача нестационарного прогріву конструкцій з вогнезахистом, в основу якої була покладений закон збереження маси, кількості руху й енергії, а також диференціальне рівняння переносу субстанції для бетону та вогнезахисних покриттів. Також розрахована несуча здатність конструкцій в умовах пожежі. Цей розрахунок є складним і виконується за допомогою ЕОМ.

Питання щодо вогнестійкості та залишкової міцності залізобетонних плит, перекриття в умовах реальної пожежі розглянуто в роботах [9, 10]. Проведені розрахунки залишкової міцності в разі пожежі в житловому приміщенні тривалістю 40 хв, зокрема 30 хв вільного розвитку та 10 хв локалізації та гасіння, показали, що в зоні арматури температура досягає до 400 °С за температури на зовнішній поверхні плити – 798 °С, а її міцність зменшується на 10 %. Бетон прогривається на глибині 1 см до температури 550 °С, на глибині 2 см – до 400 °С, на 5 см – до 150 °С, на 11 см (половину товщини плити) – до 40 °С. Стиснута зона бетону не нагрівається до критичних температур при наведеному часі ліквідації пожежі. У цьому випадку забезпечується умова міцності.

Аналізуючи останні досягнення і публікації, можна констатувати, що питанням вогнестійкості залізобетонних кроквяних сегментних, трапецієподібних та аркових ферм практично не приділялося уваги.

Мета роботи. На підставі результатів теоретичних і експериментальних досліджень розробити методологію визначення вогнестійкості та залишкової міцності залізобетонних кроквяних ферм для скатних крівель в умовах реальної пожежі з урахуванням різних пожежних ситуацій.

Постановка задачі та її розв'язання. Для реалізації поставленої мети необхідно розв'язати такі задачі:

1. Визначити температуру середовища цеху в місці розміщення кроквяних ферм залежно від місця виникнення осередку пожежі.
2. Визначити температуру на зовнішніх поверхнях залізобетонних кроквяних ферм залежно від температури середовища.

3. Визначити критичну температуру в перерізах залізобетонних кроквяних ферм залежно від часу тривалості пожежі.
4. Визначити міцність і відповідну вогнестійкість залізобетонних кроквяних ферм з урахуванням умов реальної пожежі.

Для розв'язування поставлених задач використано конструкцію кроквяних залізобетонних ферм для скатних крівель, які застосовані для опоряджувально-складального цеху деревообробного підприємства (м. Самбір Львівської обл., вул. В. Чорновола, 36). Загальна характеристика цеху: загальна площа приміщень – 14256 м²; висота цеху до ферм – 6 м; об'єм приміщень до ферм – 85536 м³; довжина цеху з кроком колон 6 м – 192 м; ширина цеху – 72 м; пожежне навантаження – 200 кг/м². Огороджувальні конструкції стін між відділеннями виконані з цегли. Кількість евакуаційних виходів 6. Загальний вид цеху зображено на рис. 1, а поперечний переріз цеху – на рис. 2.



Рис. 1. Зовнішній вид опоряджувально-складального цеху деревообробного підприємства (м. Самбір)

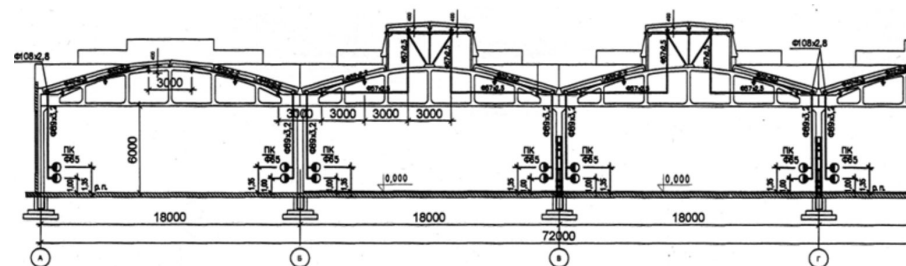


Рис. 2. Вид поперечного перерізу опоряджувально-складального цеху

Розглянувши конструкцію крівлі цеху (рис. 2), прийнято для розроблення методу визначення вогнестійкості, а також залишкової міцності арково безроскісну залізобетонну кроквяну ферму, яка використовується для перекриття прольоту шириною 18000 мм. Загальний вид і розміри такої ферми, яку найчастіше використовують під час будівництва одноповерхових цехів, зображені на рис. 3. Аркові безроскісні залізобетонні ферми виготовляють довжиною 17940 мм і 23940 мм відповідно для прольотів 18000 мм і 24000 мм. Висота арки відповідно до її довжини 3000 мм і 3300 мм і шириною (товщиною) 240 мм і 280 мм. Матеріал ферми бетон на силікатній основі класу С32/40 (В40) з використанням стержневої арматури А800СК d_n = 16 мм згідно з ДСТУ 3760:2006.

Розміри перерізів конструктивних елементів аркової безроскісної залізобетонної ферми довжиною 17940 мм зображені на рис. 4.

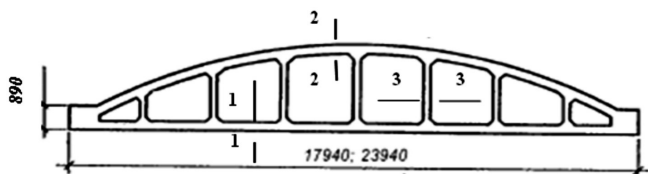


Рис. 3. Конструкція аркової залізобетонної (бетон класу С32/40) безроскісної ферми (маса 6,5 т)

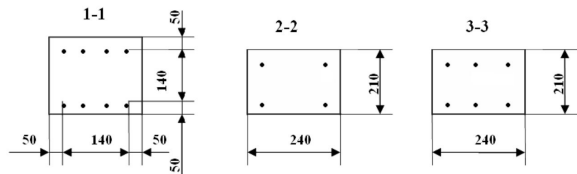


Рис. 4. Перерізи конструктивних елементів аркової безроскісної ферми (рис. 3):

- 1-1 – армування нижнього пояса арматурою А800СК $d_n = 16$ мм;
- 2-2 – армування арки арматурою А800СК $d_n = 16$ мм;
- 3-3 – армування стійки арматурою А800СК $d_n = 16$ мм

Після прийняття для розгляду конструктивного типу ферми розпочато розв'язування поставлених задач, тобто до розроблення методології визначення вогнестійкості та залишкової міцності залізобетонних кроквяних ферм для скатних крівель в умовах реальної пожежі.

1. Визначення температури середовища цеху в місці розміщення кроквяних ферм залежно від місця виникнення осередку пожежі. У цьому випадку використано залежності, які рекомендовані в роботі [11], для визначення зростання середньої температури середовища T_r в приміщенні в конвективній колонці над осередком пожежі та для визначення температури $T(x, y)$ на певній відстані від осередку пожежі. Тоді

$$T_m = T_0 \cdot \exp\left(\frac{A}{B} \cdot \tau^n\right), \text{ К;} \quad (1)$$

$$A = \frac{\pi}{3} \psi_n v_n^2; \quad B = \frac{c_p \rho_0 T_0 V_i}{\eta(1-\varphi) Q_{n,p}};$$

$$T(x, y) = T_m \cdot \left\{ \left[0,8 + 0,2 \left(\frac{y}{y_0} \right) \right] \left[1,33 - \left(\frac{x}{2x + x_0} \right) \right] \right\}^{-1}, \quad (2)$$

де: T_0 – температура в приміщенні до виникнення пожежі, К; τ – час пожежі, с; n – коефіцієнт, що враховує форму пожежі, при круговому поширенні пожежі $n = 3$ [11]; ψ_n – питома швидкість вигорання (швидкість газифікації) горючого матеріалу, $\text{кг} \cdot \text{м}^{-2} \cdot \text{с}^{-1}$; v_n – лінійна швидкість поширення полум'я, м/с; c_p – ізобарна теплоємність газового середовища в приміщенні ($c_p \approx 10^3 \text{ Дж} \cdot \text{кг}^{-1} \cdot \text{К}^{-1}$); ρ_0 , T_0 – густина і температура середовища приміщення перед початком пожежі ($\rho_0 T_0 \approx 3 \cdot 10^2 \text{ кг} \cdot \text{м}^{-3} \cdot \text{К}$); V_i – вільний об'єм відповідної частини приміщення, м^3 ; η – коефіцієнт повноти згорання ($\eta \approx 0,97$ [11]); $\varphi \approx 0,5$ – коефіцієнт тепловтрат [11]; $Q_{n,p}$ – найнижча робоча теплота згорання, Дж/кг; x, y – координати по відстані

та висоті, на яких визначається температура, м; x_0 – найближча половина відстані від осередку до вікна, м; y_0 – половина висоти приміщення, м.

2. Визначення температури на зовнішніх поверхнях залізобетонних кроквяних ферм залежно від температури середовища. Для визначення температури поверхні будівельної конструкції над конвективною колонкою, необхідно записати рівняння теплопровідності з граничними умовами третього роду, де температура середовища – функція від часу $T(y_w) = f(\tau)$, а y_w – ордината, яка нормальна до горизонтальної поверхні нижнього пояса ферми або арки з початком координат на поверхні, яка розміщена зі сторони дії вертикальної конвективної колонки від осередку пожежі. Для визначення температури поверхні ферми рівняння запишеться так:

$$\frac{\partial T(y_w)}{\partial \tau} = a_{red} \cdot \frac{\partial^2 T(y_w)}{\partial y_w^2};$$

з початковими умовами при $\tau = 0$

$$T(y_w, 0) = T_0;$$

та граничними умовами при $y_w = 0$

$$\frac{\partial T(y_w)}{\partial y_w} + \frac{\alpha}{\lambda} \cdot (T_m - T_w) = 0;$$

для визначення температури поверхні при $y_w = 0$ рівняння запишеться так [12]

$$T(0, \tau) = \int_0^\tau f(\tau - v) \cdot \frac{\alpha}{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{a_{red}}{\pi \cdot v}} - \int_0^\tau a_{red} \cdot \left(\frac{\alpha}{\lambda} \right)^2 \cdot \exp\left(a_{red} \cdot \left(\frac{\alpha}{\lambda} \right)^2 \cdot v \right) \cdot \text{erfc}\left(\frac{\alpha}{\lambda} \cdot \sqrt{a_{red} \cdot v} \right) dv, \quad (3)$$

де: $f(\tau - v)$ – функція температури середовища від часу τ з урахуванням змінної v , яка під час інтегрування набуває значення від 0 до τ ($v = 0, 1, 2 \dots \tau$), °С; α – коефіцієнт теплообміну конструкції з середовищем, $\text{Вт}/\text{м}^2 \cdot \text{°С}$; a_{red} – коефіцієнт температуропровідності матеріалу, $\text{м}^2/\text{с}$; T_w – температура поверхні конструкції, °С; α – коефіцієнт теплообміну, $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°С})$; $\text{erfc}\left(\frac{y_w}{2\sqrt{a_{red}v}} + \frac{\alpha}{\lambda} \sqrt{a_{red}v} \right)$ – функція помилок Гауса; при $y_w = 0$ функція помилок Гауса дорівнює $\text{erfc}\left(\frac{\alpha}{\lambda} \sqrt{a_{red}v} \right)$;

λ – коефіцієнт теплопровідності бетону, $\text{Вт}/(\text{м} \cdot \text{°С})$; a_{red} – коефіцієнт температуропровідності, $\text{м}^2/\text{хв}$.

Функцію температури середовища $f(\tau - v)$ від часу τ визначено з використанням залежності для стандартної температурної кривої пожежі

$$f(\tau) = 345 \log(8\tau - v + 1) + T_0.$$

Розрахунки температури поверхні ферми доцільно проводити з використанням пакета прикладних програм MathCad. Результати численних розрахунків для визначення температури T_w на зовнішніх поверхнях залізобетонних кроквяних сегментних, трапецієподібних та аркових ферм залежно від темпера-

тури T_c середовища, в якому вони знаходяться, дали змогу отримати емпіричну залежність

$$T_w = 7,41 \cdot 10^{-6} T_c^{2,72}. \quad (4)$$

Найбільша відносна похибка розрахунку T_w за залежністю (4) не перевищує 6 %, порівняно з результатами, які отримані за залежністю (3).

3. Визначення критичної температури в перерізах залізобетонних кроквяних ферм залежно від часу тривалості пожежі. Виходячи з рекомендацій [13], для попередньо напруженої арматури значення допустимих напружень на розтяг $[R_{sp}]$ або на стиск $[R_{sp}]$ зменшуються за температури 500 °C в 0,51 раза, а для ненапруженої арматури на розтяг $[R_s]$ або на стиск $[R_s]$ – в 0,7 раза. Одночасно для бетону на силікатному заповнювачі за температури 500 °C допустимі значення напружень на стиск $[R_b]$ зменшуються в 0,6 раза, а на розтяг $[R_t]$ – в 0,2 раза. Значення допустимих напружень для арматури за нормальної температури прийнято згідно із ДСТУ 3760:2006 [14], а для бетону – згідно із ДБН В.2.6-98:2009 [15]. У процесі деформації будівельної конструкції під дією температури від пожежі та після її ліквідації відбувається релаксація арматури, що призводить до зменшення значень допустимих напружень для арматури, тобто з певною імовірністю до можливого зменшення класу вогнестійкості ферми. Зменшення класу вогнестійкості може не відповідати, згідно зі ступенем вогнестійкості будівлі, необхідній мінімальній межі вогнестійкості конструкції за умови ДБН В.1.1-7-2002 2, що призведе до необхідності виконувати капітальний ремонт крівлі із заміною пошкоджених ферм. Тому збільшувати значення критичної температури понад 500 °C для розгляду цієї проблеми недоцільно.

На підставі результатів розгляду наведених вище положень прийнято критичну температуру для арматури ферми $T_{sp} = 500$ °C. Для визначення часу досягання критичної температури арматурою використано залежність (3) з урахуванням, що $y_w \neq 0$, тобто необхідно визначити температурне поле в часі для будівельної конструкції з використанням залежності

$$T(y_w, \tau) = \int_0^\tau f(\tau - v) \cdot \frac{\alpha}{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{a_{red}}{\pi \cdot v}} \cdot \exp\left(-\frac{y_w^2}{4 \cdot a_{red} \cdot v}\right) dv - \int_0^\tau a_{red} \cdot \left(\frac{\alpha}{\lambda}\right)^2 \cdot \exp\left(\frac{\alpha}{\lambda} \cdot y_w + a_{red} \cdot \left(\frac{\alpha}{\lambda}\right)^2 \cdot v\right) \cdot \operatorname{erfc}\left(\frac{y_w}{2 \cdot \sqrt{a_{red} \cdot v}} + \frac{\alpha}{\lambda} \cdot \sqrt{a_{red} \cdot v}\right) dv. \quad (5)$$

На підставі аналізу температурних полів встановлюють час досягання критичної температури для арматури і бетону.

4. Визначення міцності і відповідної вогнестійкості залізобетонних кроквяних ферм з урахуванням умов реальної пожежі. На підставі заданих значень допустимих напружень за критичною температурою та з урахуванням часу її досягання на перерізах арматури визначено значення допустимого згинального моменту $[M]$ в перерізах ферми і після цього перейдено до визначення дійсного значення максимального згинального моменту в небезпечному перерізу ферми. Після порівняння дійсного значення максимального згинального моменту M_{max} з допустимим за умови $M_{max} \leq [M]$ встановлено межу вогнестійкості за забезпеченням несучої здатності (R) ферми. Крім цього, необхідно визначити

допустиме значення стискаючої сили $[P]$ у стійці ферми. Необхідно, щоб дійсне значення максимальної стискаючої сили P_{max} було менше або в крайньому випадку дорівнювало допустимому значенню. Після цього встановлено для арматури допустиме значення напружень пошкодженої ферми з урахуванням релаксації її матеріалу після пожежі.

Визначено допустимі згинальний момент і стискаючу силу, які діють в конструктивних елементах ферми згідно з рекомендаціями [13]. Допустиме значення згинального моменту

$$[M] = [M_{u1}] + [M_{u2}], \quad (6)$$

де: $[M_{u1}]$ – допустиме значення згинального моменту від частини розтягнутої арматури в рівновазі зі стисненим бетонним масивом; $[M_{u2}]$ – допустиме значення згинального моменту від частини розтягнутої арматури в рівновазі зі стиснутою арматурою.

Для визначення допустимого згинального моменту в перерізах балок ферми використано значення рівноваги моментів відносно розтягнутої арматури (рис. 5). У цьому випадку при $F_s = A'_s [R'_s]$ (де A'_s – площа стиснутої арматури) отримано для попередньо напруженої арматури суму моментів відносно осі X, яка буде дорівнювати нулю (рис. 5)

$$[M] - 0,5 \lambda d_{fi} b_{fi} [R_b] z - A'_s [R'_s] z' = 0, \quad (7)$$

де: λ – коефіцієнт, який враховує ефективну висоту стиснутої зони бетону, $\lambda = 0,8$ при $R_b \leq 50$ МПа [4]; d_{fi} – робоча висота наведеного поперечного перерізу балки ферми, мм (при двосторонньому прогріву балки ферми вогневим впливом $d_{fi} = h$; при трьохсторонньому прогріву балки ферми вогневим впливом $d_{fi} = h - 50$, де h – дійсна висота поперечного перерізу балки ферми, мм; при чотирьохсторонньому прогріву балки ферми вогневим впливом $d_{fi} = h - 100$); b_{fi} – ширина наведеного поперечного перерізу балки ферми, мм ($b_{fi} = b - 100$, де b – дійсна ширина поперечного перерізу балки ферми, мм); z – відстань між розтягнутою арматурою і бетоном, мм (при трьохсторонньому прогріву балки ферми вогневим впливом $z = h - 50 - 0,25 \lambda d_{fi}$, де h – дійсна висота поперечного перерізу балки ферми, мм; при чотирьохсторонньому прогріву балки ферми вогневим впливом $z = h - 100 + 0,5 \cdot d$)

$$A'_s = \frac{\pi d^2 z_s}{4}, \text{ мм}^2;$$

де: d – розрахунковий діаметр арматури; z_s – кількість арматури, яка стиснута; z' – відстань між розтягнутою і стиснутою арматурами, мм.

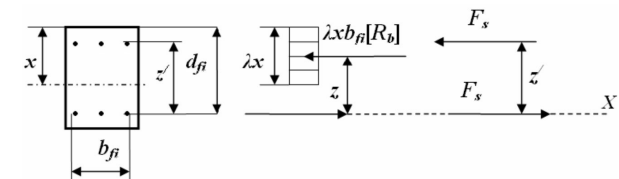


Рис. 5. Розподіл напружень за критичної несучої здатності залізобетонного прямокутного перерізу зі стиснутим армуванням

Розв'язавши рівняння (7) відносно $[M]$, отримано значення допустимого згинального моменту для попередньо напруженої арматури нижнього пояса ферми. При цьому враховано, що небезпечний переріз проходить посередині довжини ферми з розміщенням його у стійці, яка з'єднує нижній пояс ферми з аркою (такий переріз висотою h , який дорівнює висоті ферми H (рис. 6), значно підвищує міцність нижнього пояса ферми)

$$[M_{n,n}] = 0,5\lambda d_{fi} b_{fi} [R_b] z + A'_s [R'_{sp}] z' \quad (8)$$

Для попередньо ненапруженої арматури арки ферми значення допустимого згинального моменту буде

$$[M_a] = 0,5\lambda d_{fi} b_{fi} [R_b] z + A'_s [R'_s] z' \quad (9)$$

На підставі отриманих залежностей (8) і (9) визначено значення допустимих згинальних моментів для перерізів розглянутої конструкції ферми з урахуванням критичної температури $T_{sp} = 500^\circ\text{C}$.

Вихідні дані для арки: $\lambda = 0,8$; $d_{fi} = h - 50 = 210 - 50 = 160$ мм; $b_{fi} = b - 100 = 240 - 100 = 140$ мм; $[R_b] = 0,6R_b = 0,6 \cdot 22 = 13,2$ МПа; $z = h - 50 - 0,25\lambda d_{fi} = 210 - 50 - 0,25 \cdot 0,8 \cdot 160 = 178$ мм; номінальний діаметр арматури $d_n = 16$ мм, а розрахунковий $d = 14,8$ мм [14]; $A'_s = \frac{\pi d^2 z_s}{4} = \frac{3,14 \cdot 14,8^2 \cdot 2}{4} = 343,89$ мм²; $[R'_s] = 0,7R_s = 0,7 \cdot 795 = 556,5$ МПа; $z' = 110$ мм.

Тоді допустиме значення згинального моменту для арки ферми (арматура попередньо ненапружена) в небезпечному перерізі при трьохсторонньому прогріву балки буде

$$[M_a] = 0,5 \cdot 0,8 \cdot 160 \cdot 140 \cdot 13,2 \cdot 178 + 343,89 \cdot 556,5 \cdot 110 = 42103642 \text{ Н}\cdot\text{мм} \approx 42,1 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Аналогічно визначено допустиме значення згинального моменту для нижнього пояса арки ферми (арматура попередньо напружена) в небезпечному перерізі при чотирьохсторонньому прогріву балки

$$[M_{n,n}] = 0,5 \cdot 0,8 \cdot 210 \cdot 140 \cdot 13,2 \cdot 2360 + 343,89 \cdot 405,45 \cdot 2900 = 770695101,45 \text{ Н}\cdot\text{мм} \approx 770,7 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Також необхідно визначити допустиме значення стискаючої сили $[P]$ у стійці ферми (арматура попередньо ненапружена) при її чотирьохсторонньому прогріву з такими вихідними даними: $d_{fi} = h - 100 = 210 - 100 = 110$ мм; $b_{fi} = b - 100 = 240 - 100 = 140$ мм; $[R_b] = 0,6R_b = 0,6 \cdot 22 = 13,2$ МПа; номінальний діаметр арматури $d_n = 16$ мм, а розрахунковий $d = 14,8$ мм; $A'_s = \frac{\pi d^2 z_s}{4} = \frac{3,14 \cdot 14,8^2 \cdot 6}{4} = 1031,68$ мм²; $[R'_s] = 0,7R_s = 0,7 \cdot 795 = 556,5$ МПа. Тоді

$$[P] = d_{fi} b_{fi} [R_b] + A'_s [R'_s]; \quad (10)$$

$$[P] = 110 \cdot 140 \cdot 13,2 + 1031,68 \cdot 556,5 = 777409 \text{ Н} \approx 777,4 \text{ кН}.$$

Навантаження на конструктивні елементи ферми. Для визначення навантаження на конструктивні елементи кроквяної ферми необхідно встановити вид покриття та його питоме навантаження. У більшості випадків на кроквяну ферму встановлюють залізобетонні ребристі плити шириною 3 м і довжиною 6 м. На плити наносять захисний шар гравію, який занурюють в бітумну масти-

ку, а зверху наклеюють три-чотири шари руберойду та захисний шар руберойду. Потім накладають плитковий пінополістирол і пароізоляцію із руберойду за допомогою мастики. Така конструкція крівлі від маси покриття та сніжного покриття передає на кроквяну ферму рівномірно розподілене навантаження $p = 75 \dots 150 \text{ кг/м}^2$ [16]. Виходячи з того, що для покриття однієї ферми, які розміщуються по будівлі цеху з кроком 6 м при ширині прольоту 18000 мм, необхідно шість залізобетонних ребристих плит. У цьому випадку загальна площа навантаження на одну ферму становитиме $S = 18 \cdot 6 = 108 \text{ м}^2$. Крім цього, необхідно для визначення рівномірно розподіленого навантаження по довжині арки розрахувати довжину дуги l арки, радіус якої r , а довжина хорди L при висоті арки H

$$l = \alpha r, \quad (11)$$

де α – центральний кут, який охоплює хорду довжиною L , рад;

$$\alpha = \left(2 \arcsin \frac{L}{2r} \right) \frac{\pi}{180^\circ}.$$

Тоді рівномірно розподілене навантаження по довжині арки на одну ферму становитиме

$$q = \frac{gpS}{1000l}, \text{ кН/м} \quad (12)$$

де g – прискорення вільного падіння, м/с^2 .

Міцність і відповідна вогнестійкість залізобетонних аркових безроскісних кроквяних ферм. Для визначення сил, які діють на ферму використано схему її навантаження, яку зображено на рис. 6. На ферму діють такі зусилля: 1) на кожний з елементів арки ферми, які розміщені між стійками, тобто на балки зі статично невизначеною системою, діє рівномірно розподілене навантаження, з максимальним за значенням вертикальним осьовим зусиллям $P_{ai} = ql_{ij}$, де l_{ij} – відстань між стійками ферми; 2) на стійки ферми діють сили P_{ai} від рівномірно розподіленого навантаження; 3) на нижній пояс ферми діють сила $F = ql$ від рівномірно розподіленого навантаження, яке діє на арку ферми, та сила ваги від маси всієї ферми $Q = gm_{\phi}$, де m_{ϕ} – маса ферми.

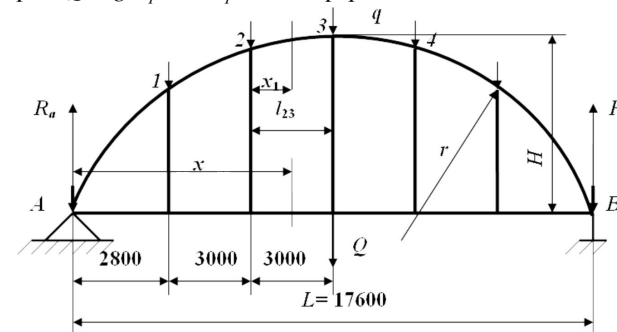


Рис. 6. Розрахункова схема навантаження залізобетонної кроквяної аркової ферми

Після визначення зусиль, які діють на ферму, визначено відповідні згинальні моменти і стискаючу силу з використанням розрахункової схеми (рис. 6).

Виходячи з основних положень теорії опору матеріалів [17] для статично невизначених систем з використанням методу сил, визначено значення згинального моменту, зокрема і максимального, в небезпечному перерізі арки, наприклад для прольоту 2-3 (рис. 6)

$$M_a(x_1) = \frac{1}{8} P_{a3}(4x_1 - l_{23}); M_{a\max} = \frac{1}{8} P_{a3} l_{ij} \leq [M_a]. \quad (13)$$

Згинальний момент, зокрема і максимальний, в небезпечному перерізі для нижнього пояса ферми

$$M_{nl}(x) = \left(\frac{ql}{2} + \frac{Q}{2} \right) x - \frac{ql_x x}{2}; M_{nl\max} = \frac{qlL}{8} + \frac{QL}{4} \leq [M_{nl}], \quad (14)$$

де l_x – довжина дії рівномірно розподіленого навантаження по довжині арки в межах абсциси x .

Значення стискуючої сили, яка діє на одну стійку ферми

$$P_{ai} = ql_{ij} \leq [P]. \quad (15)$$

Крім цього, згідно з ДСТУ Б.В.1.2-3:2006 необхідно перевіряти прогин f нижнього пояса ферми з його допустимим значенням f_u . Для визначення прогину використано залежність

$$f = \frac{(ql + Q)L^3}{48k_t EI_{36}} \leq f_u = \frac{L}{250}, \quad (16)$$

де: q , кН/м; Q , кН; L , м; k_t – коефіцієнт, який враховує вплив температури на значення модуля пружності; E – модуль пружності матеріалу арматури, кН/м²; I_{36} – зведений момент інерції, перерізу, м⁴; f_u – граничне значення прогину [18].

Після перевірки конструкції ферми на міцність необхідно визначити час поширення теплового потоку в кожному елементі конструкції ферми до температури 500 °С від зовнішніх поверхонь до арматури з використанням залежностей (1)...(3) та (5) з побудовою відповідних графічних залежностей. Після визначення часу поширення теплового потоку вибирають найменше значення, яке і буде відповідати граничному стану вогнестійкості розглянутої ферми.

Потрібно встановити для арматури і бетону ферми допустиме значення напружень після пожежі з урахуванням релаксації її матеріалу. У процесі нагрівання під дією зовнішніх сталих зусиль конструкція деформується. Після охолодження, тобто після ліквідації пожежі, отримані деформації стають залишковими завдяки релаксації матеріалу, яка впливає на зменшення значень допустимих напружень. Вплив релаксації матеріалу залізобетонних конструкцій на їх міцність досліджували багато науково-дослідних установ. Результати таких робіт розглянуто на прикладі роботи [19].

Основними елементами залізобетонної конструкції є арматура і бетон. Потрібно розглянути вплив температури і відповідно релаксації на зменшення допустимих напружень для арматури і бетону. Цей вплив враховано коефіцієнтами k_{ts} для арматури та k_{tb} для бетону, значення яких зображено відповідно на рис. 7.

При розрахунках вогнестійкості ферм після пожежі необхідно передусім встановити температуру, до значення якої прогрілися бетон і арматура. Після цього, користуючись графічною залежністю, яку зображено на рис. 7, визначи-

ти значення коефіцієнтів k_{ts} і k_{tb} . Для визначення дійсних значень допустимих напружень необхідно допустимі напруження до температурного впливу помножити на визначені коефіцієнти зниження міцності.

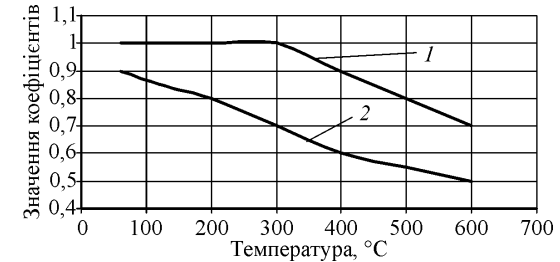


Рис. 7. Вплив температури на значення коефіцієнтів: 1) k_{ts} ; 2) k_{tb}

Наведену методологію визначення граничного стану вогнестійкості аркової ферми розглянуто на прикладі.

Приклад. Визначити клас вогнестійкості аркової безроскісної залізобетонної кроквяної ферми за умови досягнення арматурою критичної температури 500°C. Ферма використовується для перекриття прольоту шириною 18000 мм. Радіус арки $r = 15,5$ м, $H = 3$ м. Усі інші розміри ферми наведені на рис. 6, а розміри перерізів конструктивних елементів – на рис. 4. $Q_{н,р} = 13800$ кДж/кг; $v_n = 0,022$ м/с; $\psi_n = 0,0145$ кг/м²с. Коефіцієнт теплообміну конструкції з середовищем $\alpha = 25$ Вт/м²·°C; коефіцієнт теплопровідності матеріалу конструкції $\lambda = 1,2$ Вт/м·°C; коефіцієнт температуропровідності матеріалу $a_{red} = 3,69 \cdot 10^{-7}$ м²/с; коефіцієнт, який враховує вплив температури 500°C на значення модуля пружності $k_t = 0,6$ [13]; маса ферми $m_\phi = 6500$ кг; рівномірно розподілене навантаження $p = 100$ кг/м²; пожежа кругова і виникла на підлозі цеху посередині загальної довжини ферми.

Розв'язок.

1. Визначено довжину дуги l арки за залежністю (11)

$$\alpha = \left(2 \arcsin \frac{17,6}{2 \cdot 15,5} \right) \frac{3,14}{180^\circ} = 1,22 \text{ рад}; l = 1,22 \cdot 15,5 = 18,91 \text{ м.}$$

2. Визначено рівномірно розподілене навантаження по довжині арки на одну ферму за залежністю (12)

$$q = \frac{9,81 \cdot 100 \cdot 108}{1000 \cdot 18,91} = 5,78 \text{ кН/м.}$$

3. Визначено максимальне значення згинальної сили, яка діє на арку між стійками ферми, наприклад тобто між вузлами 2 і 3 третього прольоту ферми (рис. 6)

$$P_{a3} = ql_{23} = 5,78 \cdot 3 = 17,34 \text{ кН.}$$

4. Розраховано максимальний згинальний момент у небезпечному перерізі арки за залежністю (13) та порівняно з допустимим значенням

$$M_{a\max} = \frac{1}{8} 17,34 \cdot 3 = 6,5 \text{ кН} \cdot \text{м} < [M_a] = 42,1 \text{ кН} \cdot \text{м,}$$

що забезпечується встановлена міцність арки ферми.

5. Розраховано максимальний згинальний момент у небезпечному перерізі для нижнього пояса ферми за залежністю (14) та порівняно з допустимим значенням

$$M_{min,max} = \frac{5,78 \cdot 18,91 \cdot 17,6}{8} + \frac{6,5 \cdot 9,81 \cdot 17,6}{4} = 521 \text{ кН}\cdot\text{м} < [M_{n,n}] = 770,7 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

6. Визначено стискуючу силу, яка діє на одну стійку ферми за залежністю (15) та порівняно з допустимим значенням

$$P_{a3} = ql_{23} = 5,78 \cdot 3 = 17,34 \text{ кН} < [P] = 777,4 \text{ кН}.$$

7. Визначено прогин f нижнього пояса ферми за залежністю (16) і порівняно з його допустимим значенням f_u при $I_{sv} = 0,0043 \text{ м}^4$

$$f = \frac{(5,78 \cdot 18,91 + 63,8)17,6^3}{48 \cdot 0,6 \cdot 20 \cdot 10^7 \cdot 0,0043} = 0,038 \text{ м} < f_u = \frac{17,6}{250} = 0,0704 \text{ м}.$$

Результати розрахунків ферми на міцність за температури 500°C для арматури і відповідно бетону показали, що міцність ферми забезпечується. Після цього визначено час прогріву арматури і бетону на глибину 50 мм, тобто на глибину розміщення осі арматури з використанням залежностей (1)...(3) та (5). Результати розрахунків для заданих умов зображені на рис. 8.



Рис. 8. Залежність температури арматури (товщина захисного шару 50 мм) від тривалості пожежі

На підставі аналізу отриманих результатів можна стверджувати, що аркова безроскісна кроквяна ферма за ознакою втрати несучої здатності належить до класу вогнестійкості R90. За результатами розрахунків температура 500 °C була досягнута арматурою за товщини захисного шару бетону 50 мм за 95 хв. На 95 хв температура середовища за результатами розрахунків була 1014 °C, а температура зовнішніх поверхонь елементів конструкції ферми – 901 °C.

Отримані результати теоретичних досліджень порівняно з результатами експериментальних випробувань на вогнестійкість залізобетонних перемичок ЗПБ18-8 виробництва ТДВ "ХМЕЛЬНИЦЬКЗАЛІЗОБЕТОН". Для порівняння результатів виконано відповідне наведення розмірів, навантаження і температури нижнього пояса ферми до розмірів, навантаження і температури перемичок. Експериментальні дослідження виконано Науково-випробувальним центром "ЄВРОСТАНДАРТ". Граничним станом за ознакою втрати несучої здатності залізобетонних перемичок під час проведення випробувань було граничне значення прогину $f_u = 30,56$ мм. Для нижнього пояса ферми за результатами виконаного наведення граничне значення прогину становило $f_u = 35$ мм. Для визначення прогину нижнього пояса ферми прийнято температуру арматури 300°C, що відповідає часу вогневої дії 62 хв на залізобетонні перемички (згідно із протоколом досліджень № 1/БК-14). При цьому прогин нижнього пояса ферми становив 28 мм, а для залізобетонних перемичок за результатами експериментів – 29,61 мм. Відносна похибка становить

$$\Delta = \frac{f_n - f_{nn}}{f_n} 100 = \frac{29,61 - 28}{29,61} 100 = 5,44\%.$$

Така похибка вказує на можливість використання розробленої методології для встановлення класу вогнестійкості кроквяних ферм для скатних крівель.

Висновки:

1. Розроблено методологію для встановлення класу вогнестійкості кроквяних ферм для скатних крівель за ознакою втрати несучої здатності, яка дає змогу за умови якісного виготовлення ферми встановити клас вогнестійкості без виконання вогневих експериментів. Загальна відносна похибка теоретичних розрахунків відносно результатів експериментальних досліджень, як показали численні результати досліджень, не перевищує 5...8 %.
2. Алгоритм визначення класу вогнестійкості кроквяних ферм для скатних крівель за ознакою втрати несучої здатності включає вісім блоків для розрахунку основних чинників, які впливають на встановлення класу вогнестійкості.
3. Для виконання розрахунків за розробленим алгоритмом необхідно виконати підготовчу роботу для визначення допустимих значень згинальних моментів арки та нижнього пояса ферми, а також допустиме значення стискуючої сили для стійки та допустиме значення прогину ферми згідно з ДСТУ Б.В.1.2-3:2006.

Література

1. ДСТУ Б.В.1.1-4-98. Захист від пожеж. Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги. – К.: Вид-во Держбуд України, 1999. – 19 с.
2. Методические рекомендации по расчету огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций. – М.: Изд-во ГУП "НИИЖБ", 2000. – 92 с.
3. Пособие по расчету огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций из тяжелого бетона к СТО36554501-006-2006. – М.: Изд-во "Статистика", 2008. – 134 с.
4. EN 1992-1-1:2004 (E) Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. – 225 p.
5. Рекомендации по расчету пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций. – М.: Изд-во НИИЖБ, 1986. – 40 с.
6. Копиленко М.Э. Моделирование реальных пожаров в помещениях: проблемы и решения / М.Э. Копиленко // Промышленная теплотехника: междунар. науч.-прикл. журнал. – К.: Изд-во "Льбидь". – 2001. – Т. 23, № 1-2. – С. 16-20.
7. Копиленко М.Э. Моделирование огнестойкости элементов строительных конструкций в условиях реального пожара / М.Э. Копиленко, П.Г. Круковский, Е.С. Картавова // Промышленная теплотехника: междунар. науч.-прикл. журнал. – К.: Вид-во "Либра". – 1999. – Т. 21, № 4-5. – С. 16-21.
8. Страхов В.Л. Оптимальное проектирование огнестойких строительных конструкций // Моделирование пожаров и взрывов / под общ. ред. Н.Н. Брушлинского и А.Я. Корольченка. – М.: Изд-во Ассоциации "Пожнаука", 2000. – С. 365-446.
9. Ренкас А.А. Стойкость железобетонных плит перекрытия после неравномерного прогрева во время пожара / А.А. Ренкас, Э.Н. Гулида // Чрезвычайные ситуации: предупреждение и ликвидация: науч.-техн. журнал. – Минск: Изд-во НИИПБ и проблем чрезвычайных ситуаций. – 2013. – № 2(34). – С. 40-46.
10. Ренкас А.А. Врахування реального розподілу температури при пожежі та його вплив на залишкову міцність залізобетонних плит перекриття / А.А. Ренкас, Е.М. Гуліда // Пожежна безпека: зб. наук. праць. – Львів: Вид-во ЛДУ БЖД. – 2013. – № 23. – С. 131-138.
11. Кошмаров Ю.А. Прогнозирование опасных факторов пожара в помещении. / Ю.А. Кошмаров. – М.: Изд-во Академии ГПС МВД России, 2000. – 118 с.
12. Лыков А.В. Тепломассообмен: справ. / А.В. Лыков. – М.: Изд-во "Энергия", 1978. – 480 с.
13. Проект ДСТУ-Н П Б В.2.6-XX: 20XX. Настанова проектування залізобетонних конструкцій. Основні положення. Вогнестійкість (EN 1992-1-2:2004 MOD).
14. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій (ISO 6935-2:1991, NEQ). – К.: Держспоживстандарт України, 2007. – 28 с.

15. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.

16. Шерешевский И.А. Конструирование промышленных зданий и сооружений. / И.А. Шерешевский. – М. : Изд-во "Архитектура-С", 2005. – 168 с.

17. Посацький С.Л. Опір матеріалів / С.Л. Посацький. – Львів : Вид-во Львівського ун-та, 1973. – 403 с.

18. ДСТУ Б.В.1.2-3:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогни і переміщення. – К. : Вид-во Мінбуд України, 2006. – 14 с.

19. Рекомендации по обследованию зданий и сооружений, поврежденных пожаром. – М. : Изд-во "Стройиздат", 1987. – 75 с.

Гулида Э.Н., Коваль А.М. Огнестойкость железобетонных конструкций скатных кровель одноэтажных зданий цехов деревообрабатывающих предприятий

Разработана методология установления класса огнестойкости железобетонных стропильных ферм для скатных кровель одноэтажных зданий цехов деревообрабатывающих предприятий на основе результатов теоретических исследований. Рекомендованы зависимости для определения температуры в зоне размещения ферм при пожаре, а также температуры на внешних поверхностях железобетонных стропильных ферм в зависимости от температуры среды. Кроме этого, установлена критическая температура в сечениях железобетонных стропильных ферм в зависимости от времени продолжительности пожара. Общая относительная погрешность теоретических расчетов по отношению к результатам экспериментальных исследований по классам огнестойкости с учетом признака потери несущей способности, как показали многочисленные результаты исследований, не превышает 5... 8 %.

Ключевые слова: пожар, температура, стропильная ферма, несущая способность, класс огнестойкости.

Hulida Ye.M., Koval O.M. Fire resistance of concrete construction pitched roof single-storey buildings workshops wood-processing enterprises

A methodology to establish the fire resistance class concrete trusses for pitched roof single-storey buildings woodworking shopsing enterprises on the basis of theoretical studies. Recommended for dependence to determine the temperature in the zone of the farms in the fire, as well as the temperature on the outer surfaces of concrete trusses depending on the ambient temperature. Moreover, the critical temperature is set to the same sections metal-concrete truss according to the time duration of the fire. The total relative error of the theoretical calculations with respect to the results of experimental studies on the fire resistance classes based on characteristic loss of bearing capacity, as shown by numerous research results does not exceed 5... 8 %.

Key words: fire, temperature, truss, bearing capacity, fire resistance class.

УДК 667.621.6+678.74+67.08

Доц. Б.О. Дзіняк, д-р техн. наук;
інж. О.Б. Федотова – НУ "Львівська політехніка"

ОДЕРЖАННЯ МАЛЕЇНІЗОВАНИХ НАФТОПОЛІМЕРНИХ СМОЛ ТА ЇХ ВИКОРИСТАННЯ У КОМПОЗИЦІЯХ З ЕПОКСИДНОЮ СМОЛОЮ

Одержано коолігомери (нафтополімерні смоли) з ненасичених вуглеводнів фракції С₉ рідких побічних продуктів піролізу дизельного палива виробництва етилену, розглянуто їх модифікування малеїновим ангідридом та використання малеїнізованих нафтополімерних смол у композиціях з епоксидною смолою для протикорозійних захисних покриттів різних поверхонь. Встановлено основні закономірності ініційованої пероксидами коолігомеризації ненасичених вуглеводнів фракції С₉ рідких продуктів піролізу дизельного палива та модифікування одержаної нафтополімерної смоли малеїновим ангід-

ридом. З'ясовано характер впливу основних чинників (температури, тривалості реакції, концентрації ініціатора і модифікуючої добавки) на вихід і фізико-хімічні характеристики одержаних коолігомерів. Встановлено, що епоксидіанова смола ЕД-20 та малеїнізована нафтополімерна смола взаємодіють між собою з утворенням зшитих структур. Максимальний вихід гелю-фракції досягається при вмісті малеїнізованої нафтополімерної смоли у епоксинафтополімерній композиції в межах 65-80 % мас. Показано, що термічна стійкість епоксинафтополімерної композиції корелює з вмістом у ній зшитої структури. Вибрано оптимальні технологічні параметри процесів коолігомеризації ненасичених вуглеводнів фракції С₉, модифікування нафтополімерної смоли малеїновим ангідридом та одержання епоксинафтополімерних композицій.

Ключові слова: рідкі продукти піролізу, фракція С₉, вуглеводні, пероксид, коолігомеризація, модифікування, нафтополімерна смола, епоксидна смола, малеїновий ангідрид, епоксинафтополімерна композиція.

Постановка проблеми. Одним із напрямів кваліфікованого використання рідких побічних продуктів піролізу нафтових фракцій, що дає змогу покращити техніко-економічні показники етиленових виробництв та знизити собівартість етилену, є коолігомеризація суміші ненасичених вуглеводнів, які містяться в рідких побічних продуктах піролізу (РПП), з одержанням коолігомерів, відомих як нафтополімерні смоли (НПС), які мають цінні експлуатаційні характеристики і використовуються як замітники продуктів природного походження (олії, каніфолі, альбуміну тощо) у різних галузях промисловості [1-3]. Враховуючи світові тенденції щодо зростання ціни на вуглеводневу сировину та обсяги рідких продуктів піролізу (25-30 % на сировину), її ефективне використання шляхом глибшої та безвідходної перероблення є особливо актуальним [4].

Одним із промислових методів одержання НПС є ініційована органічними пероксидами коолігомеризація ненасичених вуглеводнів, які містяться у фракціях РПП [5]. Так, у промисловості для одержання НПС широко використовується гідрпероксид кумолу [6]. Але при його використанні для одержання НПС із задовільним виходом необхідною є значна тривалість реакції, підвищена концентрація ініціатора або його дозована подача. Це пов'язано із тим, що гідрпероксид кумолу, забезпечуючи ефективну олігомеризацію стиrolу, водночас, недостатньо ефективним є стосовно інших ненасичених вуглеводнів фракції С₉, передусім індену [7]. Тому актуальним є пошук ефективних ініціаторів процесу, які забезпечують одержання НПС із високим виходом та покращують техніко-економічні показники виробництва НПС. Як показано в працях [7, 8], на вихід НПС істотно впливає температура реакції. Тому використання термостабільних ініціаторів забезпечує одержання НПС із вищим виходом, ніж використання ініціаторів низької та середньої термічної стійкості.

Основним недоліком одержаних НПС є відсутність у їх складі, окрім ненасичених подвійних зв'язків, функціональних груп, що обмежує їх застосування у різноманітних композиційних матеріалах. Одним із найпоширеніших є введення до складу НПС функціональних груп шляхом їх модифікування. Як модифікуючі добавки найчастіше використовують ангідриди ненасичених дикарбонових кислот, зокрема малеїновий ангідрид (МА) [9].

Метою роботи є одержання малеїнізованих нафтополімерних смол на основі вуглеводневої фракції С₉ рідких продуктів піролізу дизельного палива та створення епоксинафтополімерних композицій для протикорозійних захисних покриттів.