

УДК 721.011 (624.046.5)

## **Порівняння методів розрахунку металевих каркасів висотних будівель на одиничну живучість**

**Білик А.С., к.т.н., Коваленко А.І.**

Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна

**Анотація.** У статті проведено порівняння методів розрахунку металевих каркасів висотних будівель на одиничну живучість. Розглянуто статичні та динамічні лінійні/нелінійні розрахунки з використанням програмного комплексу SAP2000. Наведено методику динамічних розрахунків та показано відмінності, особливості та недоліки використаних методів.

**Аннотация.** В статье проведено сравнение методов расчета металлических каркасов высотных зданий на единичную живучесть. Рассмотрены статические и динамические линейные/нелинейные расчеты с использованием программного комплекса SAP2000. Приведена методика динамических расчетов и показаны различия, особенности и недостатки использованных методов.

**Abstract.** In the article the methods are compared concerning analysis of metal frames for high-rise buildings with a single vitality, against progressive collapse due to extreme loads such as blows, impacts and terroristic attacks. The static and dynamic linear/non-linear analysis using software SAP2000 were examined. The procedure of dynamic analysis and differences, features and disadvantages of using methods are showed.

**Ключові слова:** метод розрахунку, одинична живучість, аварійні дії, граничні стани, безпека будівлі.

**Постановка проблеми.** Висотні будівлі (вище 73,5 м [1]) разом із супутніми їм спорудами створюють інфраструктуру для функціонування «життєвих» систем сучасного міста і є об'єктами підвищеної відповідальності та складності. Вони чутливі до різного роду зовнішніх дій стихійного (землетруси, повені, погодні катаклізми), цілеспрямованого (бойові дії, тероризм) та аварійного характеру (технологічні вибухи, зовнішні аварійні дії, пожежі, тощо). Це зобов'язує враховувати можливість виникнення кожної аварійної ситуації та передбачати заходи щодо зменшення її дії на стан будівлі. Це питання особливо актуально у сучасних умовах і складає важливу частину національної безпеки України.

**Огляд останніх досліджень.** Відповідні положення та рекомендації наведено як у вітчизняних будівельних нормах [1, 2], так і у закордонних [3, 4, 5]. Відсутність конкретних положень щодо самих процедур розрахунку, початкових параметрів, та різноманіття програмного забезпечення [8] створює значну кількість альтернативних шляхів вирішення поставленої задачі. Тому, визначення відмінностей та особливостей різних

видів розрахунку будівель на прогресуюче руйнування є важливим етапом для створення загальних рекомендацій щодо використання відповідних видів розрахунку та їх параметрів.

**Виклад основного матеріалу дослідження.** У якості вихідної моделі прийнято сталевий рамний каркас багатопверхової будівлі заввишки 75,6 м (18 поверхів) та розмірами в плані 45×45 м із регулярним кроком (7,5 м) колон у обох напрямках. Каркас будівлі запроектовано згідно з діючими будівельними нормами та нормативними навантаженнями. У національних нормах [1] регламентується одинична живучість, тобто видалення одного несучого елемента. До цього було встановлено найбільш несприятливі сценарії руйнування подібних типів каркасу, що розглядається [7]. Визначено, що у регулярних каркасах найбільшу небезпеку становить виключення колон перших поверхів [7, 8]. Тому у якості аварійної розрахункової ситуації прийнято виключення з роботи фасадної колони першого поверху в центрі однієї зі сторін будівлі.

Навантаження в аварійній ситуації – постійні та довготривалі зі значенням коефіцієнтів надійності за навантаженням, що дорівнюють одиниці [1], та коефіцієнтом надійності за відповідальністю  $\gamma_n = 1,05$ , що відповідає класу наслідків СС3 в аварійній розрахунковій ситуації при перевірці елементів за першою групою граничних станів [2]. Сталь несучих конструкцій прийнято С345. Коефіцієнти надійності за матеріалом також прийняті рівними одиниці відповідно до [1].

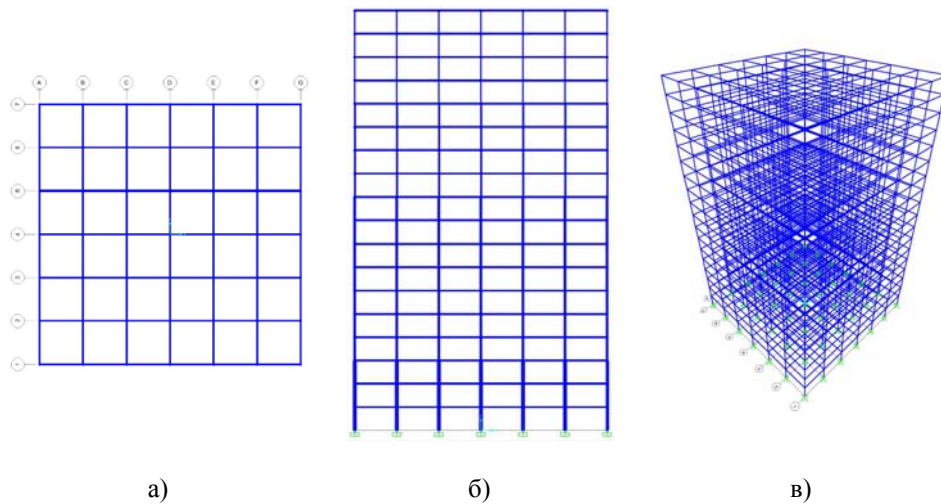


Рис. 1. Загальний вигляд розрахункової моделі:  
а) план будівлі; б) поперечний розріз; в) просторовий вигляд

Для розрахунку будівлі на одиничну живучість використано програмний комплекс SAP2000 (США), що дозволяє виконувати лінійні та нелінійні статичні/динамічні розрахунки. Статичний лінійний та статичний нелінійний розрахунки показали невеликі різниці у значеннях внутрішніх зусиль та переміщень. Для оцінки якісної картини вертикальне переміщення вузла над видаленою колоною склало 11,72 см при лінійному розрахунку, та 12,74 см – при нелінійному. Максимальне отримане значення згинального моменту – 378,21 кНм, що більше, ніж несуча здатність фасадних балок при розрахунку у пружній стадії (275,42 кНм), та з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій (312,07 кНм).

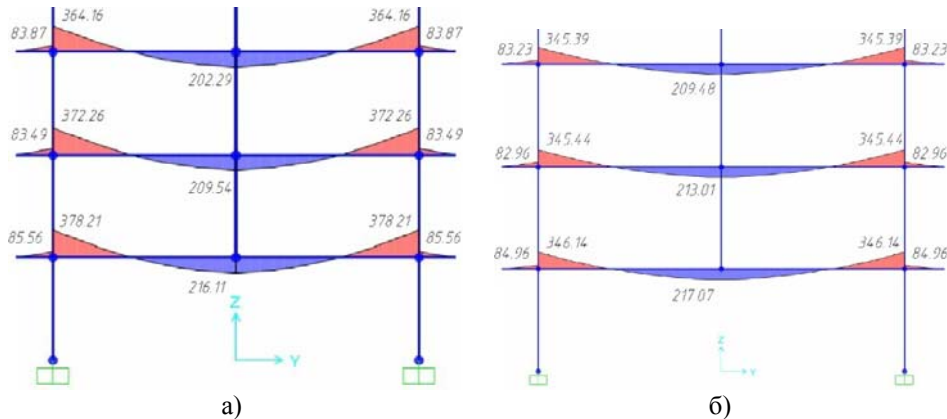


Рис. 2. Епюри згинальних моментів балок у місці виключення колони (кНм) на фрагменті розрахункової схеми будівлі по фасаду: а) лінійний статичний розрахунок; б) нелінійний статичний розрахунок

Але оскільки прогини та переміщення конструкцій при аварійних розрахункових ситуаціях не обмежуються [1], важливим моментом є урахування можливості виникнення шарнірів пластичності та перерозподілу зусиль, що виникає за цих умов. Основний недолік зазначених методів у тому, що проведення статичних розрахунків не враховує динамічну складову виключення елементів з роботи. Первинне локальне руйнування від аварійних дій відбувається за певний час, який і обумовлює ступінь динамічності події. Основними та найнебезпечнішими причинами первинних руйнувань видаються вибухи (направлені, технологічні, внаслідок терактів, бойових дій), що можуть призвести до майже миттєвого виключення елементів із роботи. Для урахування динамічних ефектів виключення колони виконують наступні кроки:

1. Статичний розрахунок первинного каркасу для визначення зусиль в елементі, що підлягає виключенню.
2. Видалення елемента та заміна його еквівалентними вузловими силами (N, M, Q) (рис. 3).
3. Створення відповідного етапу розрахунку, що моделює видалення елемента. Даний етап є наступним після статичного розрахунку і починається з його кінцевого напружено-деформованого стану.

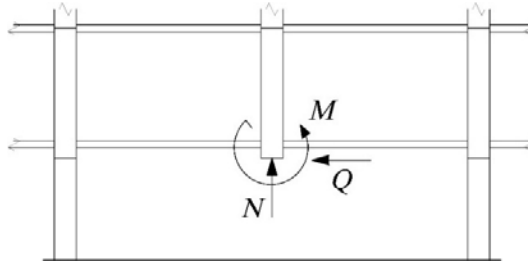


Рис. 3. Схема виключення колони та еквівалентні вузлові навантаження

Час виключення колони та крок інтегрування прийнято не більше, ніж  $1/10$  періоду власних коливань, що відповідає характерному переміщенню елементів над видаленою колоною у вертикальному напрямку за результатами модального аналізу каркасу будівлі –  $t \leq \frac{T}{10}$  [5]. Час

виключення колони та крок інтегрування прийнято 0,01 с. Необхідним фактором є врахування демпфувальних ефектів (затухання коливань). Демпфування по Релею, або пропорційне демпфування, використовується зазвичай для лінійних і нелінійних динамічних досліджень. Симетрична матриця демпфування  $[C]$  розмірністю  $n \times n$  формулюється як лінійна комбінація матриці мас  $[M]$  і матриці жорсткості  $[K]$ :

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K]$$

$\alpha$  – коефіцієнт пропорційності маси;  $\beta$  – коефіцієнт пропорційності жорсткості.

Якщо коефіцієнти в'язкісного демпфування для  $i$ -тої та  $j$ -тої моди є  $\zeta_i$  і  $\zeta_j$ , то коефіцієнти за Релеєм  $\alpha$  і  $\beta$  розраховуються за допомогою вирішення алгебраїчних рівнянь:

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/\omega_i\omega_i \\ 1/\omega_j\omega_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \zeta_i \\ \zeta_j \end{Bmatrix};$$

Таким чином, коефіцієнти демпфування згідно з Релеєм встановлюються в залежності від періодів власних коливань, отриманих за результатами модального аналізу конструкції. Коефіцієнт в'язкісного демпфування прийнято 1 %.

Лінійний динамічний розрахунок показав максимальне вертикальне переміщення у 180,75 мм (0,25 с), (рис. 4), що в 1,61 разу більше, ніж лінійний статичний. Як було зазначено вище, при розрахунках на прогресуюче руйнування вважається, що деформації не обмежуються [1], але у даному випадку вони використовуються як якісний показник поведінки системи. Урахування динамічного ефекту значно збільшило внутрішні зусилля в балках, що примикають до колон вище над тою, що була видалена (рис. 5). Максимальні згинальні моменти виникають у момент часу  $t=0,25$  с, що відповідає максимальному переміщенню. Також, максимальна динамічна дія охоплює балки перших поверхів над видаленою колоною, в той час як найбільші згинальні моменти у балках верхніх поверхів до 1,65 разу менше.

Недолік лінійного динамічного розрахунку полягає у неможливості врахування розвитку пластичних деформацій та відповідних кутів повороту балок. Врахувати утворення пластичних шарнірів можна за методикою [6]. Згідно з нею, в залежності від геометричних параметрів перерізу, встановлюються відповідні граничні значення кутів повороту та зусилля, що можуть виникати у елементі.

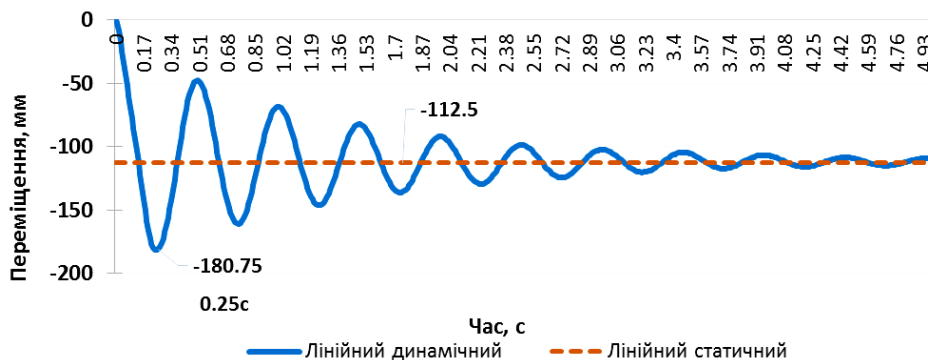


Рис. 4. Осциляції переміщень вузла над видаленою колоною при динамічному лінійному розрахунку, при статичному осциляції не враховуються

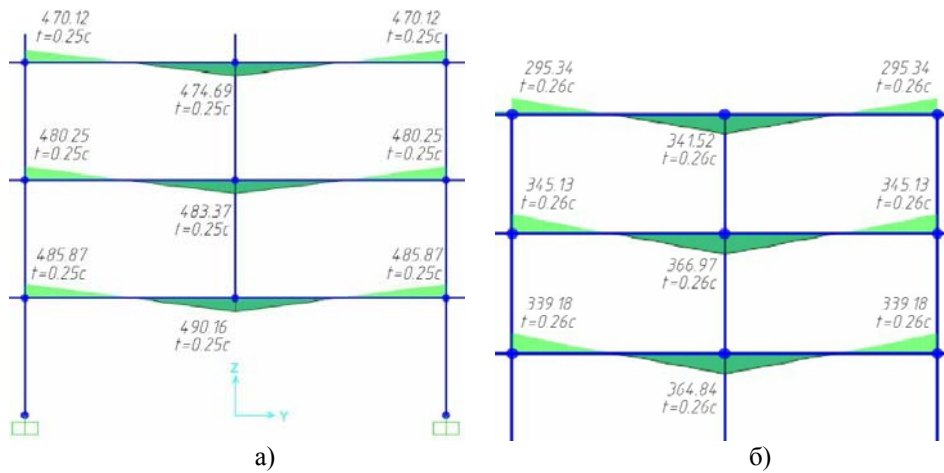


Рис. 5. Огинаючі епюри згинальних моментів балок у місці виключення колони (кНм) на фрагменті розрахункової схеми будівлі по фасаді (лінійний динамічний розрахунок):  
а) перші два поверхи над видаленою колоною; б) останні два поверхи над видаленою колоною

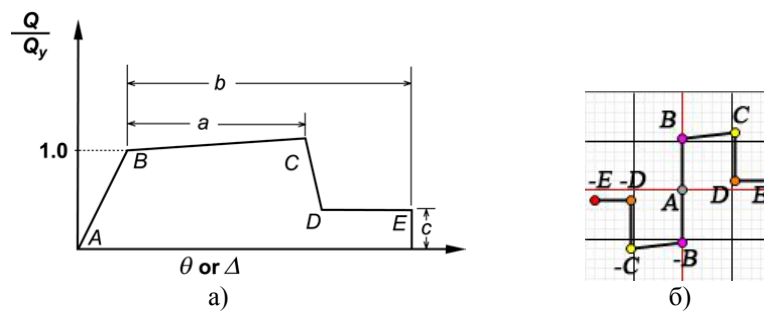


Рис. 6. Узагальнений зв'язок між зусиллями та деформаціями:  
а) згідно з FEMA-356; б) визначення пластичних шарнірів у програмному комплексі SAP2000. Лінія А-В – стадія роботи матеріалу до утворення шарніра пластичності, лінія В-С – пластична стадія роботи, лінія С-Д – залишковий резерв, лінія D-E – руйнування

Пластичний кут повороту на лінії А-В визначається [6], як:

$$\theta_y = \frac{W_{pl} R_y I_b}{6EI_b}$$

На відрізку В-С (а) це значення може бути перевищено у 4 рази із незначним приростом внутрішніх зусиль, що обумовлено деформаційним зміцненням матеріалу, а після точки С – до 6 разів, з одночасним падінням внутрішніх згинальних зусиль у елементі. В усіх балках розрахункової моделі при нелінійному динамічному розрахунку встановлено по 3 відповідні шарніри. Часові параметри та параметри демпфування такі ж, як і для лінійного динамічного розрахунку.

У результаті розрахунку встановлено, що за рахунок урахування пластичних деформацій вертикальні переміщення збільшились до 243,08 мм у момент часу  $t=0,35$  с. Загальне порівняння переміщень при різних видах розрахунку наведено на рис. 7.

Максимальні згинальні моменти (рис. 8) у момент часу  $t=0,35$  с не перевищують несучої здатності балок при урахуванні розвитку пластичних деформацій та деформаційного зміцнення сталі, що вказано на схемі утворення пластичних шарнірів (рис. 9). Шарніри, які примикають до сусідніх колон від видаленої, мають позначення LS (life safety) – що відповідає допустимому перевищенню кута повороту шарніру в 2 рази. Таким чином, прогресуючого руйнування будівлі не відбувається. Графік роботи пластичного шарніру наведено на рис. 10.

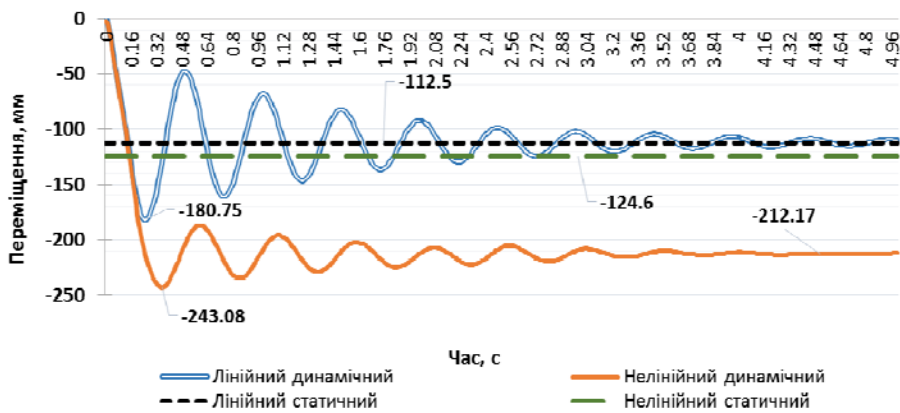


Рис. 7. Графіки переміщення вузла над видаленою колоною при різних видах розрахунку

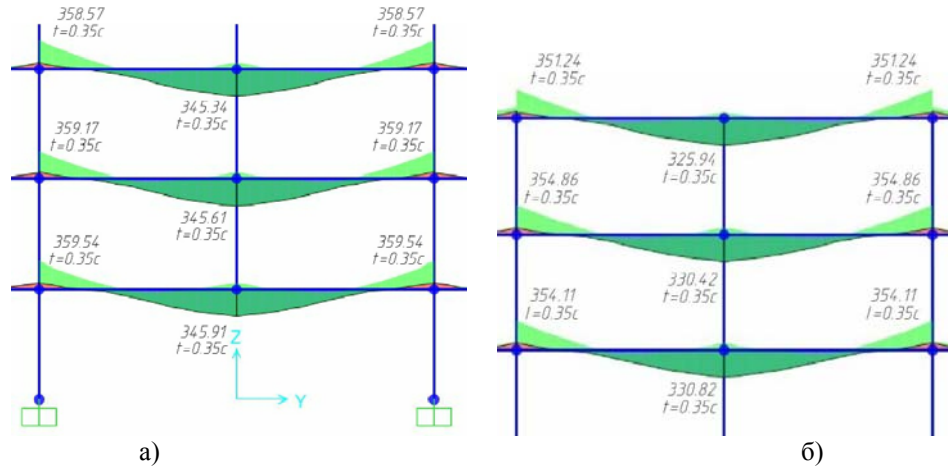


Рис. 8. Огинаючі епюри згинальних моментів балок у місці виключення колони (кНм): а) перші два поверхи над видаленою колоною; б) останні два поверхи над видаленою колоною

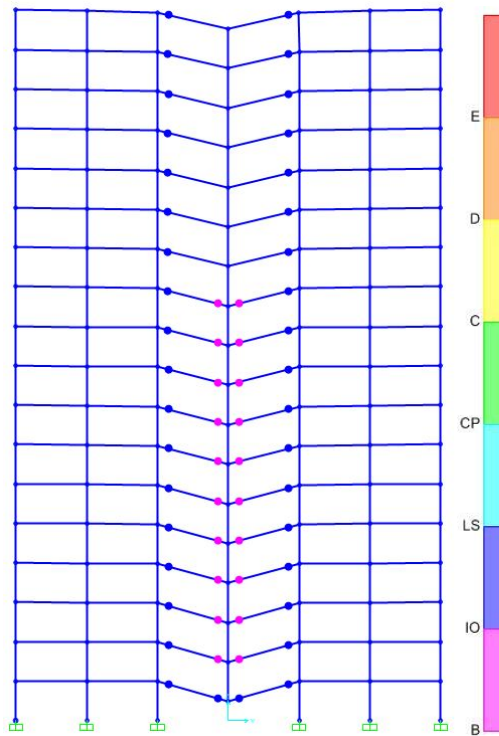


Рис. 9. Схема утворення пластичних шарнірів у каркасі при виключенні колони



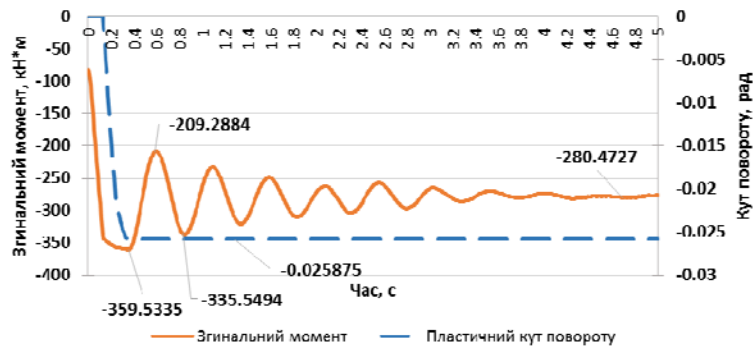


Рис. 10. Зміни згинального моменту та кута повороту в шарнірі першої балки, що примикає до сусідньої колони

## Висновки

Попередні дослідження [7] вже показали, що лінійні статичні розрахунки висотних будівель зі сталевим каркасом при резервуванні несучої здатності в елементах, як шляху попередження прогресуючого руйнування, призводять до значного зростання металоємності та вартості будівництва. Натомість урахування розвитку пластичних деформацій та динамічних ефектів дає більш точну картину відгуку будівлі на аварійні дії при аналізі можливого прогресуючого руйнування. З огляду на виконані дослідження можна зробити висновок, що найбільш прийнятним видом розрахунку будівель у аварійних ситуаціях є нелінійний динамічний розрахунок, що дозволяє максимально детально розглянути процеси перерозподілу зусиль та деформацій. Резерви несучої здатності елементів, що закладені внаслідок використання коефіцієнтів надійності за граничним значенням навантаження та надійності за призначенням, разом із використанням ефектів деформаційного зміцнення, дозволяють забезпечити одиничну живучість у окремих випадках. Однак, ці резерви можуть бути не використані при невідповідному конструюванні вузлів та відсутності врахування локальних ефектів. Для ефективного використання запасів несучої здатності та підвищення надійності будівель необхідне створення рекомендацій щодо проектування вузлів сталевих конструкцій із підвищеним опором прогресуючому руйнуванню, та більш детальний розгляд їх роботи у аварійних ситуаціях.

Уявляється доцільним, що окрім нових висотних будівель згідно з [1], концепція одиничної живучості має бути розповсюджена на всі, у тому числі, існуючі будівлі класу наслідків ССЗ. Відповідно, конструкційні схеми таких будівель повинні бути підсилені для сприйняття аварійних дій. Для цього слід розробити та на державному рівні впровадити національну Методику розрахунку будівель на прогресуюче руйнування, для чого можливо і необхідно накопичувати та спиратися на вітчизняну

унікальну статистику відгуків будівель на аварійні дії як стихійного, так і цілеспрямованого характеру (вибухи, теракти), що на жаль стаються наразі у нашій країні. Така методика повинна доповнити існуючі організаційно-технічні заходи [9], з точки зору конструктивної та фізичної безпеки, а також містити типові вирішення підсилення та забезпечення живучості нових несучих конструкцій для різних схем каркасів будівель з огляду на їх типологію та функціональне призначення.

### **Література**

- [1] Проектування висотних житлових і громадських будинків : ДБН В.2.2-24: - Офіц. вид. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 155с. – (Будинки і споруди. Державні будівельні норми України).
- [2] Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14-2009. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 43 с. – (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Державні будівельні норми України).
- [3] Design of Buildings to Resist Progressive Collapse : UFC 4-023-03 / USA, Department of Defense, 2009. – 245 p. – (USA Standard).
- [4] Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-7: General actions – Accidental actions : EN 1991-1-7:2006 – Brussel : European Communities Standardization, 2006. – 69 p. – (European Standard).
- [5] Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects / U.S. General Services Administration, 2003. – 119 p. – (USA Standard).
- [6] Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings / Federal Emergency Management Agency – Washington, 2000. – 519 p
- [7] Білик А. С. Забезпечення одиничної живучості сталевих каркасів 19-ти поверхової офісної будівлі комплексу «Київ-Сіті» / А. С. Білик, А. І. Коваленко // Строительство, материаловедение, машиностроение : сб. науч. трудов. Вып. № 69. – Днепропетровск : ГВУЗ«ПГАСА», 2013. – С. 66–70.
- [8] Preventing Structures from Collapsing to Limit Damage to Adjacent Structures and Additional Loss of Life when Explosives Devices Impact Highly Populated Urban Centers : BIPS 05 / USA, Department Of Homeland Security, 2011. – 196 p.
- [9] Методичні рекомендації щодо розроблення розділу «Інженерно-технічні заходи цивільного захисту (цивільної оборони) у складі проектної документації об'єктів» – Офіц. вид. – К. : МНС України, 2012. – 61 с.

*Надійшла до редколегії 2.11.2015 р.*