

УДК 624.044:624.012.45

ОЦІНКА НАДІЙНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОНУ ПРИ ДІЇ ЦИКЛІЧНИХ НАВАНТАЖЕННЯХ В ОБ'ЄМНО-НАПРУЖЕНОМУ СТАНІ

*к.т.н., Максименко В. П. *, асп., Войтенко П.В. ***

**Науково-Дослідний Інститут Будівельного Виробництва(НДІБВ), Київ.*

***Київський Національний Університет Будівництва і Архітектури (КНУБА), Київ.*

Актуальність та напрямки розв'язання задачі

Актуальними на сьогоднішній день є питання оцінки міцності та деформативності масивних залізобетонних конструкцій, які знаходяться в умовах складного напруженого стану. Це зумовлено широким застосуванням товстих фундаментних плит, захисних оболонок ректорів, гідротехнічних споруд, мостових великопрольотних балок та інших. Питання оцінки напружено-деформованого стану таких конструкцій безпосередньо пов'язано з визначенням їх несучої здатності та тріщиностійкості. У більшості випадків, розрахунок товстостінних та масивних залізобетонних конструкцій виконується по методам теорії пружності ізотропного середовища, що призводить до перевитрати арматури та бетону і не гарантує надійності проектних рішень. В зв'язку з цим, проблема розрахунку масивних залізобетонних конструкцій, які працюють в умовах тривісного напруженого стану є актуальною задачею, вирішення якої можливе при використанні сучасних уявлень про роботу залізобетону в поєднанні з чисельними методами. Питання **безпеки** таких споруд в останній час висвітлені у нормативних документах. Так в [1, 2, 3, 4] розглянуто такі проблемні питання як: *міцність (загальна стійкість), надійність і довговічність (безвідмовність)* об'єктів.

В реальних умовах залізобетонні конструкції, в процесі експлуатації знаходяться під дією циклічних навантажень, які якісно міняють характер напружено-деформованого стану конструкції. Більшість короткочасних навантажень, що не являються багатократно-повторюваними, включають короткочасну змінну складову при не чисельних циклах повторень. При таких мало-циклових навантаженнях допускається відносно високий рівень напружень та помітно проявляються нелінійні характеристики бетону. В конструкції поступово реалізується навантаження та розвантаження, які призводять до трансформації напружено-деформованого стану елементів. При цьому відбувається накопичення залишкових деформації та пошкоджень, які впливають на довговічність конструкції.

Результати випробувань конструкції та обстеження демонструють значний вплив мало-циклових навантажень на тріщиностійкість та жорсткість конструкції. Певною мірою, це пов'язано з тим, що сучасними нормативними документами, особливості дії таких навантажень не враховуються, або враховуються шляхом введення понижуючих коефіцієнтів на міцнісні характеристики, що не відповідає дійсній роботі бетону, та залізобетону з тріщинами при циклічних навантаженнях.

В умовах реальної експлуатації, залізобетонні конструкції знаходяться під впливом циклічних навантажень від руху транспорту, технічного обладнання, від скупчення людей з циклом повторення в декілька годин та особливих циклічних навантажень від землетрусу.

Якщо кожний цикл супроводжується природом переміщень конструкції та накопиченням надмірних деформацій, то ймовірно деформаційне вичерпання несучої спроможності конструкції, чого вимагають обов'язкові перевірки, регламентовані сучасними нормативними документами [2] за третім граничним станом (надійності і довговічності).

В більшості будівельних конструкцій приріст та накопичення залишкових деформацій після декількох циклів і виникнення залишкових зусиль супроводжується переходом до пружного деформування. Такий стан конструкції відповідає поняттю адаптації конструкції до режиму навантаження, тобто, обумовлюється реалізацією певного запасу непружного деформування найбільш навантажених пластичних зон, в яких накопичується основний об'єм залишкових деформацій. Отже, при розрахунку конструкцій по деформаціям, однією з головних задач стає визначення максимального навантаження, при якому ще може спостерігатися стабілізація деформацій.

Вихідні співвідношення для просторового скінченного елемента.

На відміну від бетону залізобетонний елемент є структурно-неоднорідним анізотропним матеріалом. Характеристики анізотропії проявляються за наявності в залізобетоні двох матеріалів з різними деформативними характеристиками. Матрицю жорсткості залізобетону можна отримати як суму відповідних пружно-пластичних характеристик бетону і арматури [7, 8, 9]:

$$D_{bs}(\Delta\varepsilon) = D_b(\Delta\varepsilon) + D_s(\Delta\varepsilon) \tag{1}$$

Для ділянок тривісного стиску ($\sigma_1 \leq 0, \sigma_2 \leq 0, \sigma_3 < 0$) матрицю пружності бетону, яка реалізована в програмних комплексах, формуємо ґрунтуючись на теорії анізотропного тіла:

$$[D_{bs}] = \frac{E_b(1-\nu_b)}{(1-\nu_b)(1-2\nu_b)} \begin{bmatrix} E_{xx}^*/E_b & a & a & & & \\ & E_{yy}^*/E_b & a & & & \\ & & E_{zz}^*/E_b & & & \\ & & & (G_{xx}^*/G_b)b & & \\ & & & & (G_{yy}^*/G_b)b & \\ & & & & & (G_{zz}^*/G_b)b \end{bmatrix} \tag{2}$$

де $a = \nu_b / (1 - \nu_b)$; $b = (1 - 2\nu_b) / (2 - 2\nu_b)$.

Модуль пружності E_{ii}^* і модуль зсуву G_{ii}^* визначимо як:

$$E_{ii}^* = E_b \left[1 + (n_i - 1) f_i + \frac{(1 - \frac{1}{n_{i+1}}) \cdot f_{i+1}}{1 - \sqrt{(1 - \frac{1}{n_i})^2 \cdot f_i + (1 - \frac{1}{n_{i+1}})^2 \cdot f_{i+1}}} + \frac{(1 - \frac{1}{n_{i+2}}) \cdot f_{i+2}}{1 - \sqrt{(1 - \frac{1}{n_i})^2 \cdot f_i + (1 - \frac{1}{n_{i+2}})^2 \cdot f_{i+2}}} \right];$$

$$G_{ii}^* = G_b \left[1 + \frac{(1 - \frac{1}{m_i}) \cdot f_i + (1 - \frac{1}{m_{i+1}}) \cdot f_{i+1}}{1 - \sqrt{(1 - \frac{1}{m_i})^2 \cdot f_i + (1 - \frac{1}{m_{i+1}})^2 \cdot f_{i+1}}} \right] \quad (3)$$

де, коефіцієнти приведення n_i , m_i жорстких характеристик для анізотропного тіла

$$n_x = \frac{E_{sx}^*}{E_b}; \quad m_x = \frac{G_{sx}^*}{G_b}; \quad n_y = \frac{E_{sy}^*}{E_b}; \quad m_y = \frac{G_{sy}^*}{G_b}; \quad n_z = \frac{E_{sz}^*}{E_b}; \quad m_z = \frac{G_{sz}^*}{G_b}$$

А остаточні напруження в елементі з врахуванням передісторії на попередньому $n-1$ кроці:

$$\{\sigma\}_n = \{\sigma\}_{n-1} + \{\Delta\sigma\}_n. \quad (4)$$

В межах реалізованої квазіізотропної моделі розглянемо основні передумови врахування роботи залізобетонного елемента на циклічні навантаження. Можливість врахування, в даній моделі, як ущільнення так і розушлінення матеріалу, за рахунок мікро- та макротріщин, обумовлено постулатом Ілюшина про позитивну роботу при прикладенні та знятті приросту напружень $d\sigma_{ij}$:

$$\Delta\Pi = (1/2) d\sigma_{ij}^r d\varepsilon \geq 0 \quad (5)$$

де, $d\sigma_{ij}^r$ – поправка до напружень від руйнування ($d\sigma_{ij} = d\sigma_{ij}^p - d\sigma_{ij}^r$), $d\sigma_{ij}^p$ – поправка до напружень від пластичної роботи.

Для формування поправки $d\sigma_{ij}^r$ у відповідності з механікою руйнування вводиться параметр накопичення пошкоджень в окремому елементі. Повне руйнування конструкції фіксується при появі на діагоналі глобальної матриці нульових або від'ємних жорсткостей.

За критерій розвантаження кожного елемента на i -ом кроці навантаження прийнята інтенсивність напружень $(S_i)_i < (S_i)_{i-1}$ та деформацій $(\varepsilon_i)_i < (\varepsilon_i)_{i-1}$:

$$S_i = \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_0)^2 + (\sigma_2 - \sigma_0)^2 + (\sigma_3 - \sigma_0)^2};$$

$$\varepsilon_i = \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_0)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_0)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_0)^2} \quad (6)$$

де, ε_0 та σ_0 – середні значення деформацій та напружень.

При розвантаженні, в даній моделі, приймається двох ступінчата гілка розвантаження, де перша частина йде з коефіцієнтом 1.1, а потім змінюється до 0.9 (рис.1). В умовах нерівномірного тривісного стиску зі зростанням шарового тензора опір залізобетону суттєво збільшується (рис.2). Зображена залежність нелінійна. Опір залізобетону руйнуванню зі зростанням значення середнього напруження σ_0 значно збільшується. В граничному стані при тривісному стиску виникають достатньо високі стискуючі напруження $\sigma_0 > 3f_{ck}$. Такі умови близькі до стану текучості (розвиваються ефекти дилатації і мікротріщин). Загальні умови міцності бетону прийняті по модифікованих залежностям А.В.Яшина [10]:

$$\frac{S_1}{m(\sigma) \cdot K(\varphi)} = f_{ck} \cdot k_{cik} \quad (7)$$

де, $m(\sigma) = (A_o + \frac{1 - A_o}{F_c} \cdot F(\sigma)) \sqrt{2/3}$; $K(\varphi) = 1 - a_o \cdot \sin \frac{3}{2} \varphi + b_o \cdot \sin^2 \frac{3}{2} \varphi$;

k_{cik} – коефіцієнт, який враховує зміну міцності бетону при циклічних навантаженнях.

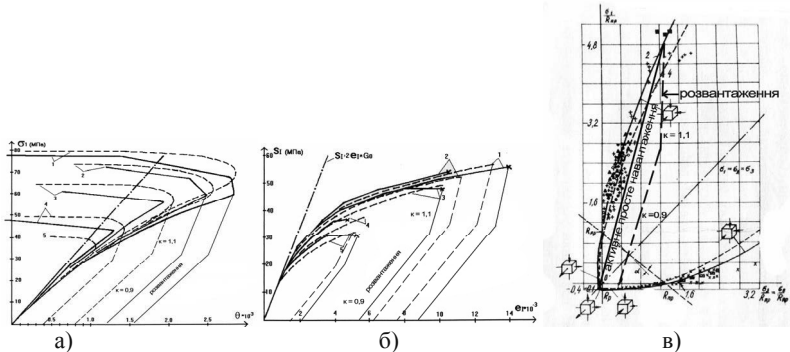
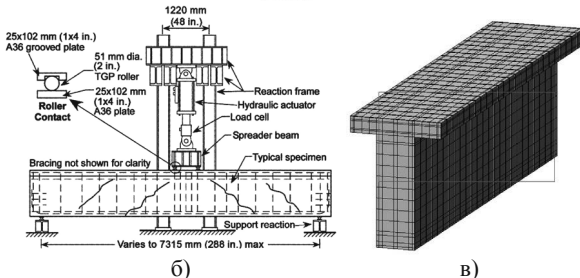
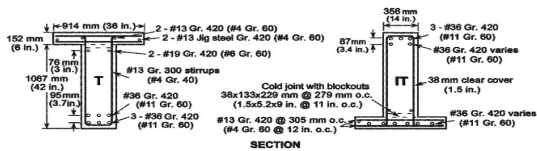
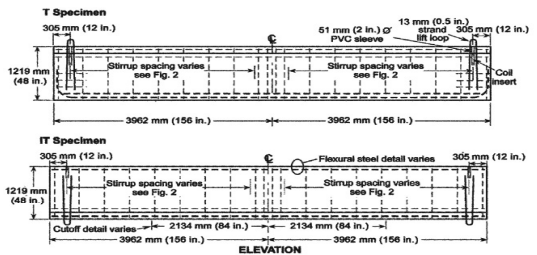


Рис.1. Порівняння між інваріантами тензора напружень та деформацій для важких бетонів для об'ємних (а) і здвигових (б) тензорів по експериментальних даних А.В.Яшина та запропонованих залежностях [5, 6].

Графік зміни граничних напружень в бетоні (в) при тривісному стиску, за даними випробувань А.В. Яшина [10] та двох ступінчата гілка розвантаження

Враховуючи прийняті залежності проведений математичний експеримент на основі натурних випробувань. Метою дослідження стала масивна залізобетонна мостова балка, експерименти з якою виконував Річард Форестер [11]. Експерименти виконувалися на дослідження запасу міцності балки при циклічних навантаженнях силою до 1200кН. Балка представляє собою тавр висотою 1219мм і товщиною 356мм з шириною верхньої полки 914мм та відстанню між опорами 7315мм (рис.2). Для розрахунку була створена нелінійна модель даної балки в тривимірній постановці з врахуванням реального армування (рис.2в). Жорсткісні характеристики бетону та арматури були задані ідентичні до використаних в експериментах Форестера: для бетону опір на стиск складає $f_{cd} = 29\text{МПа}$, на розтяг $f_{ctm} = 2\text{МПа}$ та для арматури характеристичне значення на розтяг $f_{pt} = 500\text{МПа}$, характеристичне значення умовної межі текучості $f_{p0.1k} = 300\text{МПа}$. Схема навантаження та спірання конструкції була прийнята у відповідності до експериментальної моделі (рис.2).

а)



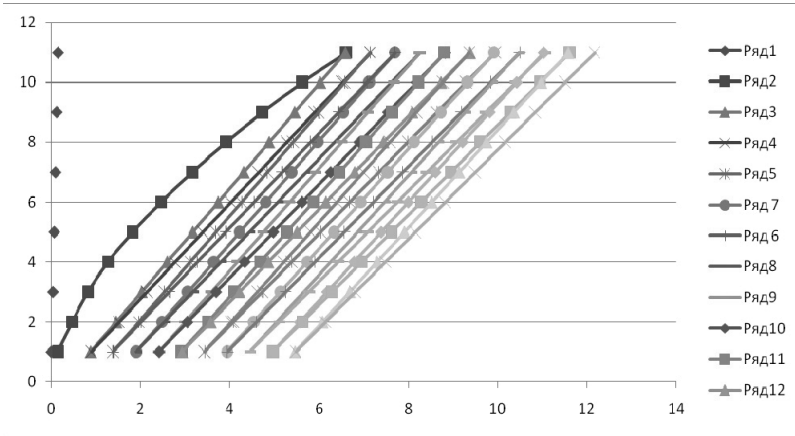
б)

в)

Рис.2. Експериментальна модель балки: а) схема балки в експериментах Річарда Фореста; б) схема випробувального стенду; в) просторова модель МСЕ досліджуваної балки.

Результати проведеного дослідження показані на рис.3. Максимальні деформації балки після розрахунку склали 12 мм, а за експериментальними даними – 13мм, що свідчить про гарну збіжність результатів. В процесі розрахунку спостерігається відкриття та закриття тріщин після зняття навантаження та систематичне накопичення пошкоджень після кожного кроку навантаження – розвантаження (рис.3а).

а)



б)

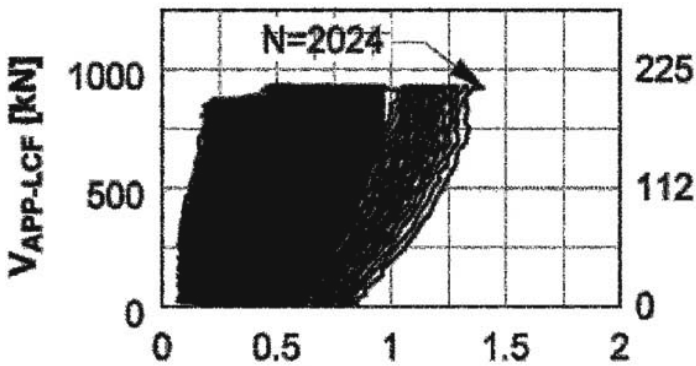


Рис.3. Результати випробувань балки: а) математична модель (мм); б) дані експерименту (см).

ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.1.2-14:2009. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – К.: 2009.
2. EN 1998-1. Єврокод 8. Проектирование в сейсмоопасных районах. Основные положения. Общие правила, сейсмические мероприятия и правила относительно зданий. 2004.
3. Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения. М.:НИИАЦ, 2005.
4. ДБН В.2.2-24:2009. Проектування висотних житлових і громадських будинків. Мінрегіонбуд України, Київ, 2009.
5. Максименко В.П. Реализация квазиизотропной модели бетона в трехосном напряженно-деформированном состоянии. – В кн. Вісник Одеського морського національного університету. Одеса, 2003 -№10.- с.34-38
6. Максименко В.П., Войтенко П.В. Дослідження напружено-деформованого стану фундаментної плити на основі тривимірної моделі. – Промислове будівництво та інженерні споруди. Київ, 2012.- №2, - с.9-15
7. Карпенко, Н. И. Общие модели механики железобетона / Н. И. Карпенко. – М. : Стройиздат, 1996. – 416 с. : ил. – ISBN 5-274-01682-0.
8. Гольшев, А. Б. Сопротивление железобетона / А. Б. Гольшев, В. И. Колчунов. – К. : Основа, 2009. – 432 с.
9. Городецкий, А. С. Компьютерные модели конструкций / А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров. – К. : Факт, 2007. – 394 с.
10. Яшин А.В. Рекомендации по определению прочностных и деформационных характеристик бетона при одноосных напряжениях. –М.:НИИЖБ,1985.– 72с.
11. Richard W. B. Forrest, Christopher Higgins, and A. Ekin Senturk. Experimental and Analytical Evaluation of Reinforced Concrete Girders under Low-Cycle Shear Fatigue. - ACI Structural Journal. 2010.- p.199-207.