



# CIDS 2025

## 30-31.10 КИЇВ

### DESIGN

Отримайте доступ до останніх досліджень, методів і технологій у сфері розрахунків будівельних конструкцій. Спілкування з провідними науковцями та практиками допоможе вам розширити професійний кругозір і знайти нові рішення для своїх наукових проєктів та дослідницьких запитів.

### MODELLING

Ознайомтеся з досягненнями у сфері BIM-модельовання, які змінюють підходи до проєктування будівельних конструкцій. Досвід, отриманий на прикладах вирішення реальних інженерних задач, дозволить вам суттєво прискорити процеси проєктування, мінімізувати помилки та створювати економічно ефективні рішення, ставши фахівцем цифрової трансформації у будівництві.

### OPTIMISATION

Дізнайтеся про реальні кейси та стратегії подолання складних ситуацій у будівництві: від проєктування конструкцій під екстремальні навантаження до впровадження AI та цифрових інструментів. Отримайте готові рішення, які можна відразу застосовувати у своїй роботі.

### Про CIDS 2025

CIDS2025 - це щорічний міжнародний науково-технічний симпозиум, який об'єднує науковців, інженерів, розробників спеціалізованого ПЗ та інших фахівців у галузі будівництва. Захід присвячено сучасним методам розрахунків, моделювання та оптимізації будівельних конструкцій. Учасники мають можливість обговорити останні досягнення, обмінятися досвідом та представити власні дослідження.



НВ ТОВ "СКАД СОФТ"

<http://www.scadsoft.com>



Кафедра комп'ютерних  
технологій будівництва  
ДУ Київський авіаційний інститут  
[ktb@npp.kai.edu.ua](mailto:ktb@npp.kai.edu.ua)



НДІ Будівельної механіки  
Київського національного  
університету будівництва і архітектури  
[lizunov@knuba.edu.ua](mailto:lizunov@knuba.edu.ua)



**Науковий комітет**

**Голова:**

Перельмутер А.В. - д-р техн. наук, НВ ТОВ "СКАД СОФТ".

**Заступники голови:**

Лізунов П.П. - д-р техн. наук, проф., Київський національний університет

будівництва і архітектури;

Махінко А.В. - д-р техн. наук, проф., ДУ Київський авіаційний інститут.

**Члени наукового комітету:**

Білик С.І. - д-р техн. наук, проф., Київський національний університет будівництва і архітектури;

Ватуля Г.Л. - д-р техн. наук, проф., Харківський національний університет міського господарства ім. О.М. Бекетова;

Гордєєв В.М. - д-р техн. наук, проф., ТОВ Український інститут сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського;

Пічугін С.Ф. - д-р техн. наук, проф., Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»;

Семко В.А. - д-р техн. наук, проф., Politechnika Poznanska;

Клименко Є.В. - д-р техн. наук, проф., Одеська державна академія будівництва та архітектури;

Кочкарьов Д.В. - д-р техн. наук, проф., Національний університет водного господарства та природокористування;

Криксунов Е.З. - канд. техн. наук, НВ ТОВ "СКАД СОФТ";

Махінко Н.О. - д-р техн. наук, проф., ДУ Київський авіаційний інститут;

Фаренюк Г.Г. - д-р техн. наук, проф., ДП ДНДІБК.

**Модератор симпозиуму:**

Склярєнко С.О. - канд. техн. наук, с.н.с., ПП Полтава проект.



## **ДОПОВІДІ**

|                                                                                                                                                      |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| НОРМУВАННЯ ВИБУХОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ .....                                                                                                               | 6  |
| НЕГАТИВНА ЖОРСТКІСТЬ – УМОВНІСТЬ ТА РЕАЛЬНІСТЬ .....                                                                                                 | 11 |
| ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЗАМОНОЛІЧЕНИХ ПЕТЛЕВИХ СТИКІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ .....                                               | 13 |
| ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ТА НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ТОНКОСТІННИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОЧНИХ ЕЛЕМЕНТІВ .....                                  | 18 |
| ВПРОВАДЖЕННЯМ SCAD OFFICE ПРИ ПІДГОТОВЦІ ЗДОБУВАЧІВ ВИЩОЇ ОСВІТИ У ГАЛУЗІ ПРОМИСЛОВОГО І ЦИВІЛЬНОГО БУДІВНИЦТВА .....                                | 23 |
| РЕАЛІЗАЦІЯ ДЕРЖАВНОЇ КОНЦЕПЦІЇ ІЗ ЗАХИСТУ ОБ'ЄКТІВ КРИТИЧНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ "КРАЇНА-ФОРТЕЦЯ»                                                         | 29 |
| ВЕРИФІКАЦІЯ РЕЗУЛЬТАТІВ РОЗРАХУНКУ НЕЛІНІЙНОГО ДЕФОРМУВАННЯ НЕОДНОРІДНИХ ОБОЛОНОК ЗА ВИКОРИСТАННЯМ МОМЕНТНОЇ СХЕМИ МЕТОДУ СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ..... | 31 |
| ДОСЛІДЖЕННЯ ГРАНИЧНОГО СТАНУ ФЛАНЦЕВОГО ВУЗЛОВОГО З'ЄДНАННЯ НА ОСНОВІ ЧИСЕЛЬНОГО РОЗРАХУНКУ .....                                                    | 35 |
| МОДЕЛЮВАННЯ ВПЛИВУ УДАРНОЇ ХВИЛІ ВІД ВИБУХОВОГО ПРИСТРОЮ НА ЗАХИСТУ ОБОЛОНКОВУ КОНСТРУКЦІЮ.....                                                      | 39 |
| ОЦІНКА ВПЛИВУ КОЛИВАНЬ ҐРУНТУ, СПРИЧИНЕНИХ РУХОМИМ СКЛАДОМ, НА ВИСОТНУ БУДІВЛЮ .....                                                                 | 43 |
| ВИКОРИСТАННЯ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ БУДІВНИЦТВІ ЗАХИСНИХ СПОРУД ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ ...                                                             | 47 |
| АНАЛІЗ КЛАСИЧНИХ МОДЕЛЕЙ ОПИСУ ПОШКОДЖЕНЬ У ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЯХ.....                                                                         | 52 |
| ПІДВИЩЕННЯ ПРОГНОЗУЮЧОЇ ТОЧНОСТІ ЧИСЕЛЬНОГО МОДЕЛЮВАННЯ ПРОГРЕСУЮЧОГО ОБВАЛЕННЯ ШЛЯХОМ                                                               |    |



|                                                     |           |                    |        |
|-----------------------------------------------------|-----------|--------------------|--------|
| ВЕРИФІКАЦІЇ                                         | ЗА        | ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИМИ |        |
| ВИПРОБУВАННЯМИ .....                                |           |                    | 57     |
| ОСНОВНІ ЗМІНИ НОВОЇ РЕДАКЦІЇ ЄВРОКОДУ-5 З           |           |                    |        |
| ПРОЕКТУВАННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ.....            |           |                    | 61     |
| МЕТОДИ УРАХУВАННЯ СПІЛЬНОЇ ДІЇ КОРОТКОЧАСНИХ        |           |                    |        |
| НАВАНТАЖЕНЬ .....                                   |           |                    | 65     |
| УДОСКОНАЛЕННЯ                                       |           | СВІТЛОПРОЗОРИХ     |        |
| ОГОРОДЖУВАЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ У ЧАСТИНІ СТІЙКОСТІ     |           |                    |        |
| ДО УДАРНИХ НАВАНТАЖЕНЬ.....                         |           |                    | 70     |
| ЧИСЕЛЬНЕ ТА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ            |           |                    |        |
| НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ КРУГОВОЇ АРКИ .....               |           |                    | 74     |
| НЕСУЧА                                              | ЗДАТНІСТЬ | ПОШКОДЖЕНОЇ        | БАЛКИ, |
| ПОСИЛЕНОЇ ФІБРОБЕТОНОМ.....                         |           |                    | 79     |
| EFFICIENT ALGORITHM OF THE BUCKLING LENGTHS         |           |                    |        |
| METHOD IN ANALYSIS OF SPATIAL FRAME SYSTEMS FOR     |           |                    |        |
| STABILITY.....                                      |           |                    | 83     |
| APPROACHES TO THE PROBABILISTIC ASSESSMENT OF       |           |                    |        |
| TAILINGS DAM SLOPE STABILITY .....                  |           |                    | 88     |
| ANALYSIS OF THE STRUCTURAL PERFORMANCE OF FLAT      |           |                    |        |
| SANDWICH PANELS.....                                |           |                    | 93     |
| NUMERICAL MODELING OF BOLTED JOINTS IN THIN-        |           |                    |        |
| WALLED STEEL STRUCTURES USING SCAD OFFICE FOR MODAL |           |                    |        |
| ANALYSIS .....                                      |           |                    | 97     |
| BUILDING CONSTRUCTIONS UNDER THE IMPACT             |           |                    |        |
| EXTREME LOADING: PROGRESSIVE DESTRUCTION ANALYSIS,  |           |                    |        |
| LEVELING, REPAIR .....                              |           |                    | 101    |
| ОЦІНКА НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ТРУБОБЕТОННИХ              |           |                    |        |
| ЕЛЕМЕНТІВ ЗА ДОПОМОГОЮ МОДЕЛЕЙ ШІ.....              |           |                    | 104    |
| ВПЛИВ РОЗТАШУВАННЯ ЯДЕР ЖОРСТКОСТІ НА               |           |                    |        |
| СТІЙКІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННОГО КАРКАСА ПРИ               |           |                    |        |
| ПРОГРЕСУЮЧОМУ РУЙНУВАННІ.....                       |           |                    | 109    |
| ПРОБЛЕМА РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ ТА                     |           |                    |        |
| ДЕФОРМАТИВНОСТІ СТАЛЕВИХ ПРОФІЛЬОВАНИХ НАСТИЛІВ     |           |                    |        |
| В УКРАЇНІ .....                                     |           |                    | 115    |



THE PROBLEM OF CALCULATING THE STRENGTH AND  
DEFORMABILITY OF STEEL PROFILED DECKING IN UKRAINE 120

СКІНЧЕННО-ЕЛЕМЕНТНЕ МОДЕЛЮВАННЯ НЕЛІНІЙНОЇ  
ПОВЕДІНКИ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РЕЗЕРВУАРІВ..... 124

РОЗРАХУНОК МЕМБРАННИХ, ОБОЛОНКОВИХ ТА  
ПЛИТНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗГІДНО EN 1992-1-1:2023..... 127

ФРАГМЕНТАЦІЯ ІМПУЛЬСУ ..... 131

BUILDING ENGINEERING MODELLING..... 139



## **НОРМУВАННЯ ВИБУХОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ**

Перельмутер А.В.<sup>1</sup>, д.т.н., Азізов Т.Н.<sup>2</sup>, д.т.н., проф.,  
Кочкаръов Д.В.<sup>3</sup>, д.т.н., проф.

<sup>1</sup> НВ ТОВ «СКАД СОФТ», Київ, Україна

<sup>2</sup> Уманський державний педагогічний університет імені Павла  
Тичини, Умань, Україна

<sup>3</sup> Національний університет водного господарства та  
природокористування, Рівне, Україна

**Вступ.** У сучасних умовах активного застосування звичайних засобів ураження зростає потреба в удосконаленні методів оцінювання дії вибухових навантажень на будівлі та інженерні споруди. Особливої актуальності набуває аналіз параметрів ударних повітряних хвиль, які є основним фактором ураження під час вибухів. Від коректності врахування цих навантажень залежить точність прогнозу пошкоджень та ефективність конструктивних рішень захисних споруд. Попри значну кількість досліджень у галузі вибухової фізики та будівельної механіки, відсутня уніфікована класифікація ударних повітряних хвиль, яка б дозволяла пов'язати їх інтенсивність з енергією вибуху та відстанню до об'єкта ураження. Існуючі методики переважно спираються на емпіричні залежності або обмежені експериментальні дані, що не забезпечує необхідної узгодженості при інженерних розрахунках. Це створює труднощі при проектуванні споруд, призначених для роботи в умовах бойових дій, де типи боеприпасів та їх енергетичні характеристики можуть істотно відрізнятися.

**Мета роботи.** Розробка нормування та класифікації параметрів ударних повітряних хвиль.

**Основний матеріал.** З метою усунення зазначених недоліків пропонується ввести класифікацію повітряних ударних хвиль на основі узагальненого безрозмірного параметра приведеної відстані



$$Z = \frac{R}{\sqrt[3]{W}}. \quad (1)$$

де  $R$  — відстань від епіцентру вибуху до об'єкта,  $W$  — тротиловий еквівалент вибуху, кг.

На основі цього параметра може бути сформована шкала бальності ударних хвиль, у межах якої кожній бальності відповідає певне поєднання інтенсивності вибуху та просторового розповсюдження хвилі. Запровадження такої класифікації дає змогу уніфікувати розрахункові підходи, обґрунтовано визначати допустимі відстані вибухів для різних типів боєприпасів, а також перейти від емпіричних формул до параметричних залежностей, що базуються на чітко визначених фізичних величинах. Це створює підґрунтя для вдосконалення нормативної бази та підвищення надійності проєктування захисних споруд, здатних протистояти дії ударної повітряної хвилі. Для формування шкали інтенсивності ударної хвилі доцільно встановити граничне значення приведеної відстані  $Z_{\max}$ , що відповідає максимальній бальності впливу  $V_{\max}$ . У межах цієї шкали значення приведеної відстані для конкретної бальності може визначатися за виразом:

$$Z = Z_{\max} \frac{10}{B}. \quad (2)$$

У такій системі кожному значенню бальності ударної хвилі відповідатиме діапазон боєприпасів із певними значеннями тритилового еквіваленту. Для кожного конкретного випадку відстань до епіцентру вибуху може бути визначена за виразом:

$$R = Z \cdot \sqrt[3]{W}. \quad (3)$$

Запропонований підхід дозволяє обґрунтовано приймати відстань епіцентру вибуху для кожного конкретного боєприпасу. Чим більше значення еквіваленту тритилу тим на більший відстані він буде врахований. Таким чином укриття запроєктовані на задану бальність будуть витримувати дію ударної повітряної хвилі боєприпасу, коли його влучання буде



відбуватися на відстані не ближче  $R$ , визначеного за для певного еквіваленту тротилу. Цей підхід дає можливість при необхідності проектування укриттів на різні типи боєприпасів, виконувати розрахунок на боєприпас із найбільшим еквівалентом тротилу. До того ж запровадження бальності ударних повітряних хвиль із заданими параметрами дозволить відмовитися повністю від емпіричних виразів і користуватися параметрами хвиль для певної бальності. Зокрема це суттєво полегшить визначення навантаження від дії ударних повітряних хвиль. Приведемо фрагмент таблиці бальності ударних повітряних хвиль для наземного вибуху, яка дозволяє визначати основні параметри вибухового навантаження (див. табл.1).

Таблиця 1.

Таблиця бальності ударних повітряних хвиль (наземний вибух)

| Бальність | $Z$                 | $P_r$ | $i_r/W^{1/3}$           | $P_s$ | $i_s/W^{1/3}$           | $t_A/W^{1/3}$        | $L_w/W^{1/3}$       | $U$ |
|-----------|---------------------|-------|-------------------------|-------|-------------------------|----------------------|---------------------|-----|
|           | м/кг <sup>1/3</sup> | кПа   | кПа×с/кг <sup>1/3</sup> | кПа   | кПа×с/кг <sup>1/3</sup> | мс/кг <sup>1/3</sup> | м/кг <sup>1/3</sup> | м/  |
| 1         | 15.754              | 17    | 0.037                   | 8     | 0.020                   | 37.60                | 2.13                | 351 |
| 2         | 7.877               | 47    | 0.076                   | 21    | 0.039                   | 15.88                | 1.72                | 367 |
| 3         | 5.251               | 128   | 0.118                   | 39    | 0.056                   | 8.92                 | 1.44                | 392 |
| 4         | 3.939               | 171   | 0.163                   | 66    | 0.073                   | 5.67                 | 1.22                | 425 |
| 5         | 3.151               | 288   | 0.211                   | 103   | 0.088                   | 3.92                 | 1.04                | 466 |
| 6         | 2.626               | 496   | 0.261                   | 152   | 0.103                   | 2.82                 | 0.90                | 515 |
| 7         | 2.251               | 797   | 0.314                   | 214   | 0.119                   | 2.16                 | 0.78                | 570 |
| 8         | 1.969               | 1156  | 0.369                   | 294   | 0.135                   | 1.68                 | 0.67                | 632 |
| 9         | 1.750               | 1678  | 0.426                   | 380   | 0.151                   | 1.34                 | 0.58                | 698 |
| 10        | 1.575               | 2151  | 0.486                   | 483   | 0.166                   | 1.11                 | 0.50                | 766 |

У таблиці приведено:  $Z$  – приведена відстань,  $P_r$  – відбитий тиск,  $P_s$  – прямий тиск,  $i_r$  – відбитий імпульс,  $i_s$  – прямий імпульс,  $t_A$  – час приходу хвилі,  $L_w$  – довжина хвилі,  $U$  – швидкість хвилі.

Відповідність класів захисних споруд бальності пропонується визначати через прямий тиск, наступним чином:

- для типу сховища А-І,  $\Delta P_{сх}=500$  кПа,  $P=489$  кПа,  $B=10$  балів,  $Z=1.575$  м/кг<sup>1/3</sup>.





- для типу сховища А-II,  $\Delta P_{ex}=300$  кПа,  $P=298$  кПа,  $B=8$  балів,  $Z=1.969$  м/кг<sup>1/3</sup>.
- для типу сховища А-III,  $\Delta P_{ex}=200$  кПа,  $P=227$  кПа,  $B=7$  балів,  $Z=2.251$  м/кг<sup>1/3</sup>.
- для типу сховища А-IV,  $\Delta P_{ex}=100$  кПа,  $P=109$  кПа,  $B=5$  балів,  $Z=3.151$  м/кг<sup>1/3</sup>.
- для ПРУ,  $\Delta P_{ex}=100$  кПа,  $P=109$  кПа,  $B=5$  балів,  $Z=3.151$  м/кг<sup>1/3</sup>.

Кожній бальності відповідає низка боеприпасів із своїми значеннями тротилового еквіваленту  $W$ . Укриття запроєктовані на задану бальність повинні витримувати дію ударної повітряної хвилі боеприпасу, коли його влучання буде відбуватися на відстані не ближче  $R$ , визначеного за виразом (3). При необхідності проектування укриттів, які повинні витримувати різні типи боеприпасів, розрахунок виконується на боеприпас із найбільшим еквівалентом тротилу. Найбільший еквівалент тротилу еквіваленту звичайних засобів ураження пропонується встановити наступний  $W_{max}=863$  кг (параметри ракети Х-22). Якщо необхідно встановити параметри від безпілотного летального апарату типу «Шахед» приймають відповідний еквівалент тротилу  $W_6=50$  кг, 70 кг або 100 кг. Так для сховища класу А-IV,  $B=5$  балів, відстань епіцентру вибуху від фронтальної стіни буде складати для  $W_{max}=863$  кг –  $R_5 = Z \cdot \sqrt[3]{W} = 3.151 \cdot \sqrt[3]{863} = 30$  м, для  $W_6=100$  кг –  $R_{56} = Z \cdot \sqrt[3]{W} = 3.151 \cdot \sqrt[3]{100} = 14,6$  м. За таблицею бальності для кожного та відстані визначають необхідні параметри вибухової хвилі. Врахування кута атаки  $\alpha$  при визначенні відбитого тиску та імпульсу при кутах відмінних від 0 відбувається за виразами:

$$P_\alpha = P_r \cdot \cos^2 \alpha + P_s \cdot (1 + \cos \alpha - 2 \cdot \cos^2 \alpha); \quad (4)$$

$$i_\alpha = i_r \cdot \cos^2 \alpha + i_s \cdot (1 + \cos \alpha - 2 \cdot \cos^2 \alpha). \quad (5)$$

**Висновки.** Запропонований підхід по класифікації ударних повітряних хвиль дає змогу: забезпечити єдину узгоджену систему класифікації ударних повітряних хвиль за інтенсивністю та відстанню; раціонально визначати розрахункові параметри навантаження для споруд і укриттів



різного рівня захисту; відмовитися від використання емпіричних або напівемпіричних формул, замінивши їх параметричними залежностями, прив'язаними до прийнятої шкали бальності; спростити процедуру визначення навантаження від ударної повітряної хвилі під час інженерних розрахунків; уніфікувати підхід до проектування захисних споруд для різних типів боеприпасів шляхом розрахунку на найпотужніший із передбачуваних еквівалентів тротилу.

#### **Список використаних джерел.**

[1] Unified Facilities Criteria “UFC 3-340-02 Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions“, U.S. Army Corps of Engineers, Naval Facilities Engineering Command, Air Force Civil Engineer Support Agency, 2008



## **НЕГАТИВНА ЖОРСТКІСТЬ – УМОВНІСТЬ ТА РЕАЛЬНІСТЬ**

Перельмутер А.В., д-р техн. наук  
НВ ТОВ «СКАД СОФТ», Україна

Негативна жорсткість була запропонована в свій час як формальний прийом з допомогою якого були побудовані так звані «нуль-елементи», що і досі існують у таких програмах як ЛПРА та СКАД. Було зрозумілим, що не можна реалізувати нуль-елементи фізично, і вважалося, що такі елементи можуть існувати лише у формі розрахункового прийому.

Дещо пізніше з'ясувалося, що оскільки негативна жорсткість має на увазі виділення енергії, то її фізична реалізація повинна використовувати зовнішнє надходження енергії або наявність такого запасу створеного в системі заздалегідь (попереднє напруження). Тобто негативна жорсткість може бути властива частині системи, де інші частини виконують функцію компенсуючого джерела енергії. Так було в системі навантаженої вагою рідини, де надходження зовнішньої енергії пов'язано з силою тяжіння, тобто її джерело знаходиться в самому навантаженні. Аналогічні ефекти є у інших впливах, величина чи напрямок дії яких залежать від деформації системи та призводять до так званого негативізму.

У доповіді показується, що ефекти негативізму виникають у системах з додатковим оборотним зв'язком і що при деяких параметрах такого зв'язку можлива втрата стійкості. Взагалі, аналіз стійкості рівноваги пов'язаний з появою в розрахунковій моделі елементів, що мають негативну жорсткість. Цей ефект визначається при детальному аналізі ролі окремих частин системи у процесі втрати стійкості.

В інженерний вжиток вже давно введено поняття стисненого та вимушеного станів втрати стійкості. У цьому відношенні уявляється корисним відносити окремі частини системи (аж до окремих її елементів) до одного з наступних



двох класів: до класу *утримуючих* чи до класу *штовхаючих*. Утримуючі елементи сприяють збереженню стійкості рівноваги системи, тоді як роль штовкаючих елементів негативна, оскільки саме вони спонукають (підштовхують) механічну систему до втрати нею стійкості. Енергетичний аналіз показує, що штовхаюча підсистема поводить себе як конструкція з від'ємною жорсткістю.

Елементи з негативною жорсткістю виявилися затребуваними у системах віброізоляції, де з точки зору зменшення амплітуд коливань вигіднішим є збільшення частоти власних коливань порівняно з частотою збурення. Оскільки з падінням жорсткості опорних пристроїв власна частота збільшується, одним із способів такого зменшення є включення в систему елементів з негативною жорсткістю. У певному сенсі аналогічна ситуація існує в теорії сейсмостійкості, де збільшення періоду власних коливань конструкції (зниження її жорсткості) призводить до зменшення спектрального коефіцієнту динамічності. Це призвело до створення цілого ряду відповідних пристроїв, деякі з котрих демонструються у доповіді

## **ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО- ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЗАМОНОЛІЧЕНИХ ПЕТЛЕВИХ СТИКІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ**

Кочкарьов Д.В.<sup>1</sup>, д.т.н., проф., Грищенко О.Д.<sup>1</sup>, аспірант  
<sup>1</sup>Національний університет водного господарства та природокористування, Рівне, Україна

**Вступ.** Будівництво на сучасному етапі характеризується широким використанням збірно-монолітних залізобетонних систем, у яких ефективність та надійність залежить від роботи стиків між окремими елементами. Одним з найбільш поширених типів таких з'єднань є замонолічені петлеві стики, що забезпечують передачу розтягувальних та зсувних зусиль між збірними елементами. Традиційно такі стики розглядають як шарнірні, проте результати численних експериментальних досліджень свідчать, що при певних геометричних параметрах петлі, дані стики здатні сприймати згинальні моменти. Це дозволяє віднести їх до класу піддатливих моментних стиків, поведінка яких поєднує властивості шарнірних і жорстких з'єднань. Водночас чинні нормативні документи не містять достатньо точних методів для оцінки жорсткості та несучої здатності таких стиків, особливо при короткочасних та динамічних навантаженнях. Тому розроблення методики розрахунку з урахуванням реального закону зчеплення сталі з бетоном має важливе наукове та практичне значення.

**Мета роботи.** Створення аналітичної та експериментальної методики розрахунку несучої здатності та піддатливості петлевих стиків на основі реального закону зчеплення сталі з бетоном для прямолінійних та вигнутих ділянок петлі.

**Основний матеріал.** Петлеві стики мають дуже широке коло застосування. Зокрема їх використовують у:збірно-монолітних каркасах громадських та житлових будівель (з'єднання ригелів і колон);плитах перекриття та стінових

панелях;балках перекриття, консольних балках;у конструкціях складної геометрії;підземних і захисних спорудах (укриття, сховища), де важливо забезпечити спільну роботу елементів при динамічних впливах;сегментних тунельних та гідротехнічних спорудах. Приклади використання петлевих стиків проілюстровано на рис. 1.

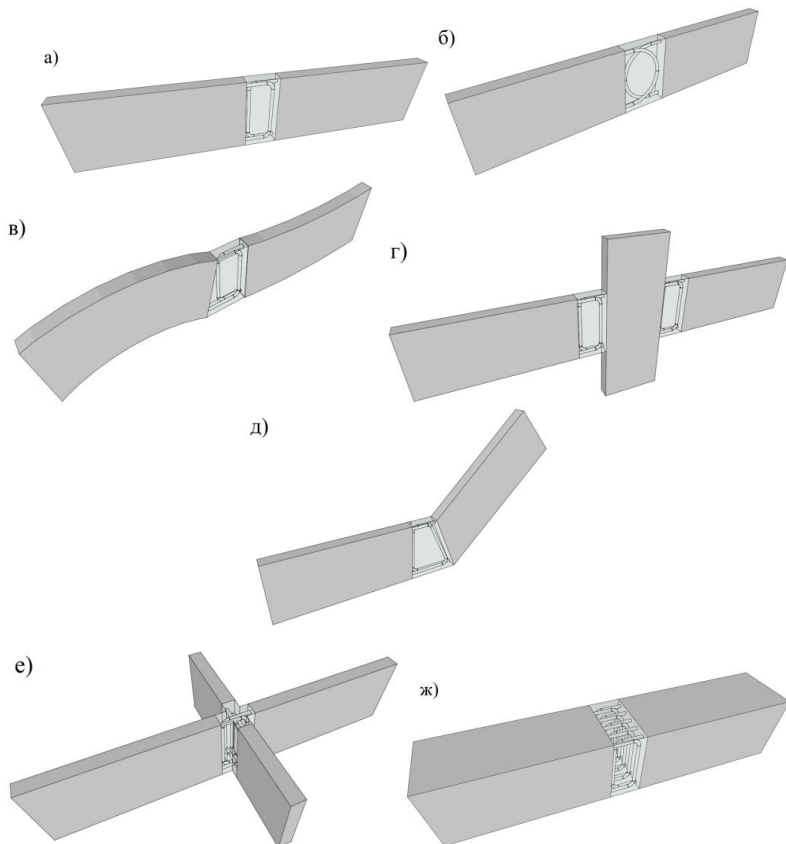


Рис.1. Приклади використання петлевих стиків у сучасних конструктивних системах: а) в балочних елементах (виконання 1); б) балочних елементах (виконання 2); в) у криволінійних елементах; г) у з'єднаннях балок з колонами; д) у з'єднаннях

елементів складної геометричної форми; е) у перехресно-балочних системах; ж) у масивних балках та плитах.

Для дослідження роботи петлевих стиків пропонується провести експериментальні випробування консольних тонкостінних залізобетонних балок у зоні обпирання яких передбачено замонолічений петлевий стик. Така схема дозволяє забезпечити в стику одночасну дію згинального моменту та поперечної сили, що наближує умови навантаження до реальної роботи елементів у збірно-монолітних конструкціях. Геометричні параметри зразків прийнято за аналогією з реальними балками прольотом 4–5 м, що застосовуються у перекриттях житлових будівель з кроком 500 мм. Для вільно обертої балки такого типу повне навантаження становить приблизно 4 кН/м<sup>2</sup> (у тому числі корисне – 1,95 кН/м<sup>2</sup>, власна вага – 1 кН/м<sup>2</sup>, постійні навантаження – 1 кН/м<sup>2</sup>). Відповідно, погонне навантаження дорівнює близько 2 кН/м.

Максимальний згинальний момент для такої балки складає

$$M_{max} = \frac{q \times l^2}{8} = 6.25 \text{ кНм.} \quad (1)$$

Для сприйняття цього моменту необхідно прийняти висоту балки 220 мм та ширину 40 мм. Передбачається експериментальне випробування консольних зразків довжиною 1,5 м із прикладанням зосередженого навантаження на вільному кінці. Розрахункове навантаження, яке забезпечує створення аналогічного моменту в зоні стиків, становить 4,1 кН. Армування консольної балки виконується арматурою Ø10 А500 у верхній зоні, що відповідає умовам роботи перерізів з відповідним розтягом арматури у зоні стиків. Для оцінки впливу геометричних параметрів на піддатливість та несучу здатність стиків передбачається варіювання ширини стиків — 10d, 15d та 20d, де d– діаметр арматури петлі. Це дозволить встановити аналітичну залежність жорсткості стиків від його геометричних параметрів та визначити оптимальні значення для практичного застосування.

В основу методики розрахунку петлевих стиків пропонується покласти залежність дотичних напружень зчеплення  $\tau$  від нормальних напружень  $\sigma$  у арматурі. Для цього пропонується узагальнити лінійний закон зчеплення арматури з бетоном у вигляді

$$\tau = a \times \sigma + b. \quad (2)$$

де коефіцієнти  $a$  і  $b$  визначаються за експериментом для обраного класу бетону.

Для петлевої ділянки пропонується модифікований вираз:

$$\tau_R = \left(a + \frac{\gamma_1}{R}\right) \sigma + \left(b + \frac{\gamma_2}{R}\right), \quad (3)$$

де  $R$  – радіус вигину петлі,  $\gamma_1$  і  $\gamma_2$  – емпіричні параметри, що враховують вплив кривизни на зміну контактних напружень у бетоні.

Розрахунок несучої здатності стику виконується шляхом інтегрування рівнянь рівноваги уздовж осі петлі з урахуванням змінних  $\tau(x)$  та  $\sigma(x)$ . Піддатливість пропонується визначати за відношенням сумарного кутового переміщення до прикладеного моменту

$$\theta = \frac{M}{k_\theta}, k_\theta = \frac{\partial M}{\partial \theta}, \quad (4)$$

де  $k_\theta$  – еквівалентна жорсткість стику.

Окрім цього пропонується визначення напружено-деформованого стану розглянутих стиків за допомогою скінчено-елементного моделювання, для отримання їх основних параметрів жорсткості. Данне моделювання буде виконуватись в одному із сучасних програмних комплексів (SCAD, Ліра) плоскими скінченими елементами з урахуванням фізичної нелінійності матеріалів.

**Висновки.** Сформулюємо основні висновки: замонолічені петлеві стики можуть працювати, як піддатливі моментні з'єднання, що суттєво впливає на загальну жорсткість конструкцій; урахування реального закону зчеплення сталі з бетоном дозволяє точніше прогнозувати їхню поведінку при статичних і динамічних навантаженнях; запропонована





методика та експериментальна програма створюють основу для подальшої розробки аналітичних моделей та удосконалення розрахункових положень.

**Список використаних джерел.**

- [1] A. H. Mattock, “Effectiveness of Loop Anchorages for Reinforcement in Precast Concrete Members,” *PCI Journal*, vol. 39, no. 6, pp. 54-63, Seattle, 1994.
- [2] T. D. L. Vasconcelos, V. G. Haach, “Numerical study of the behaviour of loop bar splicing in joints of reinforced concrete structures,” *IBRACON Structures and Materials Journal*, vol. 12, no. 1, pp. 40-52, 2019, <https://doi.org/10.1590/S1983-41952019000100006>.
- [3] S. Fujikura et al., “Development of Narrow Loop Joint for Precast Concrete Members,” *Applied Sciences*, vol. 11, no. 17, 2021, pp. 8235, <https://doi.org/10.3390/app11178235>

## **ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО- ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ТА НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ТОНКОСТІННИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОЧНИХ ЕЛЕМЕНТІВ**

Кочкар'єв Д.В.<sup>1</sup>, д.т.н., проф., Мирошніченко І.О.<sup>1</sup>, аспірант  
<sup>1</sup>Національний університет водного господарства та природокористування, Рівне, Україна

**Вступ.** Сучасне будівництво характеризується тенденцією до зменшення матеріалоемності та маси конструкцій за умови збереження високої надійності та довговічності. Особливого поширення набувають тонкостінні залізобетонні елементи, які дають змогу значно знизити витрати бетону та арматури, забезпечуючи при цьому достатню несучу здатність, жорсткість і тріщиностійкість.

Разом з тим, для таких елементів актуальною залишається проблема втрати стійкості та адекватного опису їхнього напружено-деформованого стану, особливо у випадках, коли елементи працюють у системному поєднанні або з'єднуються шпоночними стиками. Відсутність уніфікованих методик розрахунку таких елементів обумовлює необхідність проведення комплексних теоретичних, чисельних та експериментальних досліджень.

**Мета роботи.** Вивчення напружено-деформованого стану, несучої здатності та стійкості тонкостінних залізобетонних згинальних елементів із шпоночними з'єднаннями та розробка рекомендацій для їхнього раціонального проєктування.

**Основний матеріал.** Тонкостінні залізобетонні балки застосовуються у сучасних балконних плитах, збірно-монолітних перекриттях, пішохідних настилах, оглядових галереях, сходових маршах та в конструкціях навісних платформ. Їх використання дозволяє зменшити вагу конструкції на 15–25%, підвищити ефективність армування та спростити монтаж за рахунок використання модульних елементів.

Приклади використання таких конструкцій представлені на рис.1.

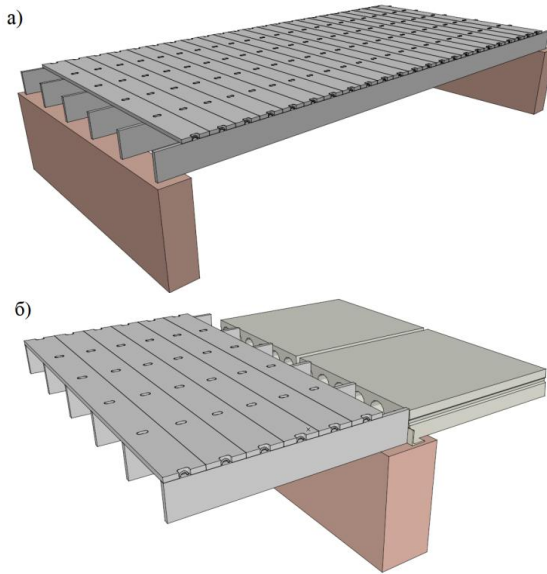


Рис.1. Приклади використання тонкостінних залізобетонних згинальних елементів конструкціях: а) перекриттів; б) балконів.

Тонкостінні залізобетонні балки дають можливість суттєво знизити власну вагу згинальних елементів та конструкцій, проте їхня робота супроводжується небезпекою втрати локальної або загальної стійкості. У наявних нормах (ДБН В.2.6-98:2009, Eurocode 2) відсутні прямі методики визначення критичних параметрів стійкості таких елементів, тому виникає потреба у розробленні уточнених теоретичних та експериментальних моделей.

Для моделювання реальної роботи тонкостінних елементів обрано балки довжиною 1,75 м, висотою 220 мм і товщиною стінки 30 мм, що відповідає тонкостінному режиму роботи ( $h/b \approx 7$ ). Крок розташування балок – 500 мм, що відповідає

настильний схемі балконної плити. Поперечне об'єднання здійснюється за допомогою шпоночних з'єднань, які забезпечують сумісну роботу елементів під дією згину і дозволяють дослідити вплив зсувних зв'язків на загальну стійкість системи. Такі елементи пропонується випробувати за консольною схемою роботи балочних елементів із завантаженням зосередженою силою на вільному кінці. Пропонується випробування двох серій. Перша серія буде містити балки без верхніх об'єднуючих плит, які з'єднуються шпоночними стиками. Друга серія включає дві балки об'єднані верхніми плитами за допомогою шпоночних стиків. Перед початком проведення експериментальних досліджень пропонується теоретичним шляхом встановити необхідні параметри армування тонкостінних балок. Такий експеримент дозволить змодельовати реальні балконні конструкції.

Згідно чинних норм навантаження на балконні конструкції приймається не вигіднішим із двох: 1) смугового рівномірного на ділянці завширшки 0,8 м уздовж огороження балкона– 4 кПа; 2) суцільного рівномірного на площі балкона– 2 кПа.

Визначимо згинаючі моменти за цих умов для консольної балки прольотом 1,5 м, власну вагу конструкцій приймемо 0,5кН/м при кроці балок 500 мм. Розрахункові схеми та епюри згинаючих моментів для консольної балки балкону представлені на рис.2.

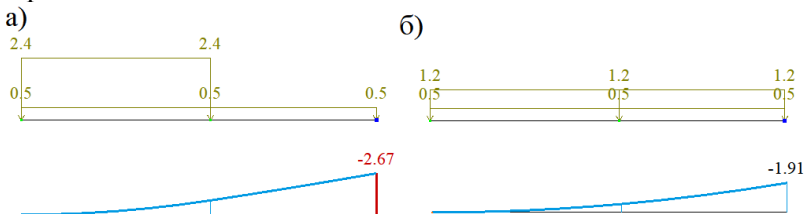


Рис.2. Розрахункові схеми та епюри моментів балки балкону при завантаженні: 1) смуговим рівномірно розподіленим навантаженням на ділянці завширшки 0,8 м уздовж огороження балкона – ( $4 \times 0,5 \times 1,2 = 2,4 \text{ кН/м}$ ); 2) суцільним

рівномірно розподіленим навантаженням на всій площі балкона– ( $2 \times 0,5 \times 1,2 = 1,2 \text{ кН/м}$ ).

Найбільший згинаючий момент отримуємо при першій схемі. Його значення складає 2,67 кНм. Значення зосередженої сили прикладеної на вільному кінці консолі, яка створює такий самий згинаючий момент складає 1,65 кН. Данна сила буде прикладена при проведенні експериментальних досліджень. Для сприйняття визначеного вище згинаючого моменту необхідно виконати армування у верхній зоні арматурою  $\varnothing 8 \text{ A500}$ .

Методику оцінювання стійкості тонкостінних залізобетонних елементів пропонується виконувати шляхом аналізу їхньої просторової форми деформації і енергетичного критерію втрати рівноваги. Попередньо це пропонується виконувати методом чисельного моделювання зразків у сучасних програмних комплексах (SCAD, Ліраі т.д.). У подальшому пропонується скористатися загально відомим виразом для визначення критичного моменту

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 \times B}{(kL)^2} \cdot \varphi_s, \quad (1)$$

де  $B$  – згинальна жорсткість залізобетонної балки,  $k$  – коефіцієнт закріплення (для консольної балки  $k=2$ ),  $L$  – довжина елемента,  $\varphi_s$  – коефіцієнт зниження стійкості, що враховує дію зусиль зсуву і кручення.

Критичний коефіцієнт навантаження пропонується  $\lambda_{cr}$  визначати як відношення граничного навантаження до моменту втрати стійкості:

$$\lambda_{cr} = \frac{M_u}{M_{cr}}. \quad (2)$$

Якщо  $\lambda_{cr} > 1,0$ , елемент буде мати запас стійкості; при  $\lambda_{cr} \approx 1,0$  виникає втрата просторової рівноваги.

**Висновки.** Представлені дослідження дозволять отримати наступні результати:

- встановити закономірності зміни напружено-деформованого стану тонкостінних балок у процесі навантаження;



- визначити критичні параметри втрати стійкості та моментів руйнування тонкостінних балочних елементів;
- порівняти результати теоретичних, чисельних і експериментальних досліджень.
- розробити рекомендацій проектування таких елементів.

**Список використаних джерел.**

- [1] I. Kalkan, J. B. Hurff, “Experimental techniques for lateral stability testing of beams,” *Structural Concrete*, т. 39, № 1, с. 36–47, 2015, <https://doi.org/10.1111/j.1747-1567.2012.00863.x>
- [2] J. Hellesland, N. Challamel, C. Casandjian, C. Lanos, *Reinforced Concrete Beams, Columns and Frames: Section and Slender Member Analysis*, Chichester: Wiley-ISTE, 2013, ISBN: 978-1-848-21569-6
- [3] C. Ma, “Shear Strength Models for Reinforced Concrete Slender Beams,” *Buildings*, т. 13, № 1, с. 37, 2022, <https://doi.org/10.3390/buildings13010037>
- [4] W. Li et al., “Flexural Performance of Reinforced Concrete Beams with a Thin Reinforced Layer,” *Applied Sciences*, т. 14, № 10, 3999, 2024, <https://doi.org/10.3390/app14103999>



**ВПРОВАДЖЕННЯМ SCAD OFFICE ПРИ  
ПІДГОТОВЦІ ЗДОБУВАЧІВ ВИЩОЇ ОСВІТИ У  
ГАЛУЗІ ПРОМИСЛОВОГО І ЦИВІЛЬНОГО  
БУДІВНИЦТВА**

Перельмутер А.В., Юрченко В.В.

НВ ТОВ «СКАД СОФТ», Київ

Київський національний університет будівництва та  
архітектури, Київ

В останні 15 – 20 років програмні комплекси стрімко удосконалювались у всіх свої компонентах, і на даний момент представляють собою ефективні інструменти математичного моделювання механіки конструкцій, можливості яких при виконанні розрахунків конструкцій обмежуються дуже часто вже не стільки технічно, скільки здоровим глуздом та інженерним досвідом користувача. Засоби моделювання просторової роботи конструкцій практично будь-якої складності, виконання розрахунків з врахуванням геометричної та фізичної нелінійності, різноманітні варіанти моделювання динамічної реакції конструкцій, можливість виконання розрахунків конструкцій з врахуванням властивостей основи та багато інше – все це тепер у розпорядженні кожного користувача програмного комплексу. Фактично відбулось технологічне переозброєння в галузі практичних розрахунків конструкцій.

Проте система підготовки інженерів-будівельників у цілому характеризується консервативністю як щодо змістовного наповнення, так і в організаційному плані. Як результат темпи підвищення якості базової підготовки спеціалістів з розрахункового аналізу поведінки будівельних конструкцій істотно відстають від темпів технологічного удосконалення цієї галузі. Водночас рівень складності сучасних задач по розрахунку будівельних конструкцій у будівельній галузі невпинно зростає. Саме тому інженер досить часто опиняється перед колом нових для нього розрахункових проблем,



вирішувати які потрібно за допомогою складних інструментів – сучасних програмних комплексів, які до того ж неперервно вдосконалюються.

При виконанні розрахункового аналізу поведінки будівельних конструкцій інженери-проектувальники (користувачі програмного забезпечення) формують розрахункові моделі, спеціально призначені для конкретного виду розрахунку. При цьому тип розрахункової моделі визначається методом аналізу, який реалізований у тому чи іншому програмному комплексі. На сьогодні більшість програм, призначених для такого розрахункового аналізу, реалізують метод скінчених елементів. З огляду на це важливо при підготовці майбутніх фахівців у галузі промислового і цивільного будівництва підсилити традиційні розділи будівельної механіки методом переміщень у матричній формі, що набуває особливої важливості в умовах, коли метод скінчених елементів є основним інструментом розрахункового аналізу для будівельних конструкцій. У зв'язку з цим доцільно до складу освітніх компонент освітньої програми залучити нову освітню компоненту «Метод скінчених елементів в задачах будівельної механіки» або ж розширити освітню компоненту «Будівельна механіка» відповідним додатковим змістовним модулем. При цьому навчання використанню методу скінчених елементів для розрахунку будівельних конструкцій сприятиме глибокому розумінню скінченно-елементних технологій розрахунку та моделювання, яке буде базуватись не на знаннях інтерфейсу того чи іншого обчислювального комплексу, а на розумінні фізичної сутності окремих скінчених елементів та граничних умов (моделей зовнішніх в'язей та навантажень).

Так, зокрема, аналіз результатів розрахунку, отриманих на розрахункових моделях, створених із використанням скінчених елементів різних типів, наочно засвідчить здобувачам істотний вплив на результат типу скінченного елемента. Саме тому в рамках нової освітньої компоненти (змістовного модуля) необхідно розглянути математичне обґрунтування скінчених





елементів та можливості стикування у моделі скінченних елементів різних типів.

Окрім того, одним із необхідних етапів розрахунку поведінки конструкції під навантаженням є поглиблений аналіз моделі зовнішніх в'язей та впливу параметрів в'язей на напружено-деформований стан конструкції. Проте у рамках базового курсу будівельної механіки та теорії пружності аспектам моделі зовнішніх в'язей приділяється незначна увага, хоча при проектуванні реальних об'єктів параметри зовнішніх в'язей дуже часто визначають можливість реалізації того чи іншого конструктивного рішення. З огляду на це вивчення у рамках нового курсу різноманітних прийомів моделювання зовнішніх в'язей та механічного відгуку несучих конструкцій (апарат безмежно жорстких вставок, абсолютно твердого тіла тощо) та аналіз їх впливу на напружено-деформований стан конструкції дозволить здобувачам сформувати навички по розробці розрахункових моделей будівель і споруд, які ґрунтуються не на зовнішній подібності моделі і конструкції, а фізичній подібності розрахункової моделі та об'єкта моделювання.

Багаторічний досвід НВП «СКАД Софт» у супроводі програмного забезпечення засвідчує, що існує серйозна невідповідність між рівнем розвитку сучасних скінченно-елементних розрахункових комплексів, які застосовуються при розрахунках будівельних конструкцій, і рівнем професійної підготовки інженерів-користувачів. Практика підготовки фахівців у галузі розрахунку та проектування несучих конструкцій будівель і споруд засвідчила, що традиційні методи навчання не завжди забезпечують якісний результат, адже не завжди дозволяють сформувати правильне розуміння чисельних методів розрахунку будівельних конструкцій та оцінки результатів такого розрахунку. Дуже часто традиційне навчання зводиться до вивчення прийомів роботи на визначеному обчислювальному комплексі із акцентом на засвоєння елементів його інтерфейсу.



З огляду на це вбачається доцільним залучення до набору фахових компетентностей здобувачів вищої освіти у галузі промислового і цивільного будівництва здатності реалізовувати та застосовувати на практиці основні методи та підходи теорії пружності та пластичності з точки зору оцінки граничних станів будівельних конструкцій та їх несучих елементів, а також здатності застосовувати основні принципи, теорії та методи будівельної та обчислювальної механіки для визначення напружено-деформованого стану будівель та споруд при дії навантажень та впливів різного характеру, в тому числі з використанням комплексу науково-обґрунтованих методів чисельного моделювання напружено-деформованого стану конструкцій та сучасного спеціалізованого програмного забезпечення.

Аналіз змістовного наповнення освітньої програми «Промислове і цивільне будівництво» для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти КНУБА засвідчив, що теорія пружності та пластичності, а також розділи теоретичної механіки, присвячені динаміці, на жаль, не увійшли до переліку обов'язкових компонент програми. На нашу думку, це є помилковим, адже на сучасному етапі рівень складності задач, які виникають при розрахунку будівельних конструкцій, значно зріс. На сьогодні з'явилась нагальна потреба у фахівцях, здатних виконувати розрахунки будівельних конструкцій на дію вибухової хвилі, на прогресуюче обвалення від удару з повітря тощо. Перелічене вище вимагає від майбутніх фахівців ґрунтовної фундаментальної підготовки, яка не можлива без вивчення зазначених дисциплін. З огляду на це вбачається доцільним включити до переліку обов'язкових освітніх компонент теорію пружності та пластичності, а також додаткові розділи теоретичної механіки.

На етапі впровадження розрахункових обчислювальних комплексів у навчальний процес підготовки здобувачів вищої освіти в галузі промислового і цивільного будівництва виникає ще одна ключова методична проблема. Вона стосується того, коли (тобто на якому курсі, в якому семестрі) розпочинати



використання програмних комплексів і яке місце вони повинні займати у навчальному процесі. З одного боку розпочинати використання програмних комплексів можна було б якомога раніше, оскільки вони вже є обов'язковим робочим інструментом сучасного інженера. І практика показує, що, коли мова йде про найпростіші розрахункові задачі в галузі розрахунку будівельних конструкцій, здобувачі швидко засвоюють промислові обчислювальні комплекси, що дозволяє впроваджувати їх в навчальний процес на ранніх стадіях. Проте, з іншого боку, залучення до навчального процесу обчислювальних комплексів не повинно перешкоджати засвоєнню основ механіки будівельних конструкцій.

Проте критичний аналіз змістовного наповнення освітніх компонент освітньо-професійної програми «Промислове і цивільне будівництво» для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти КНУБА засвідчив, що здобувачі вже з першого курсу розпочинають використання різноманітного програмного забезпечення для вирішення прикладних задач. На нашу думку, раннє залучення розрахункових програмних комплексів до процесу навчання перешкоджає засвоєнню здобувачами основ механіки конструкцій та опору матеріалів. Адже цілком зрозуміло, що програми аналізу міцності конструкцій, які є концентрацією знань науковців-розробників, можуть забезпечити надійний результат розрахунків тільки за наявності коректної розрахункової моделі. Натомість недостатня теоретична та практична підготовка здобувачів на першому-другому курсах, а також відсутність знань з обчислювальної механіки на цьому етапі навчання унеможливорює створення ними коректних розрахункових моделей та призводить фактично до формального використання здобувачами програмних комплексів за відсутності об'єктивної критичної оцінки результатів.

З огляду на це вбачається доцільним залучення розрахункових програмних комплексів до навчального процесу на третьому та четвертому роках навчання після засвоєння здобувачами фундаментальних дисциплін. До того ж, цілком



очевидно, що раціональним підходом у даному випадку буде дозоване використання можливостей обчислювальних комплексів, дозоване настільки, наскільки воно відповідатиме поточному рівню теоретичної підготовки здобувачів.



## **РЕАЛІЗАЦІЯ ДЕРЖАВНОЇ КОНЦЕПЦІЇ ІЗ ЗАХИСТУ ОБ'ЄКТІВ КРИТИЧНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ "КРАЇНА-ФОРТЕЦЯ»**

Білик А.С. к.т.н., доц.

Концепція «Країна-фортеця» (далі – Концепція) - розроблена протягом 2022-2024 років і затверджена постановою КМУ №471 від 26.4.2024 року. Згідно концепції передбачено в тому числі зведення споруд інженерного захисту (СІЗ) для критичних елементів (КЕ) об'єктів критичної інфраструктури (ОКІ). Передбачено три рівня захисту ОКІ – 1) від непрямих влучань дронів і ракет; 2) від прямих влучань дронів і непрямих влучань ракет; 3) від прямих влучань дронів і ракет.

Наразі Концепція перебуває в стадії реалізації: зведено тисячі СІЗ 1 рівня і сотні СІЗ 2 рівня, ведеться будівництво СІЗ третього рівня. Концепція в цілому показала свою високу ефективність, особливо з огляду на нестачу засобів ППО і їх обмежену ефективність супроти сучасних засобів повітряного нападу противника (ЗПН). На основі отриманого досвіду визначено недоліки та помилки улаштування СІЗ, та напрямки їх уникнення та усунення.

В той же час противник невпинно вдосконалює ЗПН, нарощуючи їх точність та проводячи концентровані та комбіновані атаки. Тому, при розробленні нових СІЗ КЕ ОКІ 2 рівня, слід враховувати нові загрози від ЗПН: касетні бойові частини (БЧ) ракет, подвійні БЧ ракет, термобаричні БЧ дронів, реактивні дрони (Шахеда/Гербери), ударні ядра в БЧ дронів, повітряний підрив БЧ ракет на висоті біля 20 м (зокрема «Іскандер»), дрони із наведенням за допомогою штучного інтелекту, в тому числі за тепловими сигнатурами КЕ ОКІ.

Запропоновано конструктивні рішення щодо вдосконалення СІЗ ОКІ та організаційно-технічні заходи із зменшення вірогідності влучання у них ЗПН, збільшення ремонтпридатності та швидкості відновлення СІЗ після влучань: рознесені в просторі предетонаційні екрани, навісні



балістичні панелі, мультиспектральне маскування, введення у оману застосуванням хибних цілей тощо.

Наголошено на важливості 2 рівня СІЗ, який має замінити 1 рівень на КЕ ОКІ, визначених внаслідок аналізу критичності та пріоритезації.

При проектуванні СІЗ критичних елементів ОКІ 2 рівня в зоні 20-50 км від ЛБЗ, слід враховувати нові загрози від ЗПН оперативно-тактичного рівня: КАБ/ФАБ із УМПК, FPV-дрони із керуванням на оптоволокні, Шахеда/Гербері із керуванням через радіомодеми в режимі реального часу. Описані загрози вимагають додаткових конструктивних і організаційно-технічних заходів (дрібні сітки поверх основних в ПДЕ, підземне виведення дротів, встановлення засобів перерізання оптоволокна, потужних сітчастих ПДЕ чи стін для уловлювання КАБ/ФАБ із УМПК тощо). В зоні 20-50 км від ЛБЗ слід бути готовими до перенесення ОКІ, створювати дублюючі, автономні системи, диверсифіковану генерацію і багатозв'язний розподіл.

В зоні, де можливі вже артилерійські обстріли, найкращим рішенням є перенесення ОКІ. Іншими рішеннями є сховання критичних елементів у СІЗ третього рівня, встановлення потужних сітчастих ПДЕ чи стін для уловлювання снарядів, в комплексі із іншими заходами. В той же час слід розуміти, що коли ОКІ відомий і немає СІЗ третього рівня, артилерія (якщо немає активної контрбатареїної боротьби) рано чи пізно уразить всі КЕ.

Концепція «Країна-фортеця» має системно впроваджуватися для всіх галузей критичної інфраструктури. Демонстрація противнику неспішності нанесення ним уражень по території України є однією із складових перемоги.

## **ВЕРИФІКАЦІЯ РЕЗУЛЬТАТІВ РОЗРАХУНКУ НЕЛІНІЙНОГО ДЕФОРМУВАННЯ НЕОДНОРІДНИХ ОБОЛОНОК ЗА ВИКОРИСТАННЯМ МОМЕНТНОЇ СХЕМИ МЕТОДУ СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ**

П.П. Лізунов<sup>1</sup> д.т.н., проф., О.П. Кривенко к.т.н., с.н.с.,  
О.Б. Калашніков<sup>2</sup> к.т.н.

<sup>1</sup>Київський національний університет будівництва і архітектури

<sup>2</sup>Державний науково-технічний центр ядерної та радіаційної безпеки

**Вступ.** Оболонки та їх елементи широко застосовуються у будівництві, аерокосмічній техніці, енергетиці та багатьох інших галузях промисловості. Такі конструкції, як правило, мають складну геометрію, що включає ребра жорсткості, послаблення каналами та отворами, ділянки змінної товщини, злами серединної поверхні, інші особливості. При експлуатації конструкції можуть знаходитись у складних умовах дії навантажень різної природи, у тому числі механічних і температурних. Це зумовлює необхідність постійного удосконалення методів розрахунку та аналізу їх поведінки з урахуванням геометрично нелінійного деформування. Серед питань динаміки, що також піддаються інтенсивному вивченню в останні роки, важливе місце займає проблема визначення власних частот і форм коливань оболонок, оскільки ці параметри є однією з головних динамічних характеристик будь-якої пружної системи. З упевненістю можна стверджувати, що найбільшого поширення для розв'язання зазначених класів задач набув метод скінченних елементів.

Ключовим напрямом наукової діяльності авторів є розробка методів аналізу процесів геометрично нелінійного деформування, втрати стійкості та власних коливань тонких неоднорідних оболонок, та проведення на цій основі систематичних досліджень з вивчення їх поведінки при дії статичних термомеханічних навантажень. Результати багаторічних досліджень у цій галузі висвітлені в низці

монографій і статей у вітчизняних та зарубіжних виданнях [1–4].

При цьому важливим аспектом у розвитку нових і удосконалення існуючих методів є і залишаються питання щодо обґрунтування достовірності розв'язків, що отримуються. Актуальними є порівняння з результатами, одержаними за допомогою визнаних сертифікованих програмних комплексів (ПК), до яких відносяться SCAD [5] та ЛІРА-САПР [6].

**Метою роботи** є проведення порівняльного аналізу результатів розрахунку тестових задач геометрично нелінійного деформування, втрати стійкості та власних коливань тонких неоднорідних оболонок, отриманих за розробленою методикою та за допомогою сертифікованих вітчизняних ПК.

**Метод досліджень і науковий результат.** Розроблений скінченно-елементний метод комплексного аналізу геометрично нелінійного деформування, втрати стійкості та коливань тонких неоднорідних оболонок під дією статичних термосилових навантажень базується на геометрично нелінійних співвідношеннях тривимірної теорії термопружності, моментний схемі скінченних елементів (МССЕ) та універсальному тривимірному ізопараметричному скінченному елементі з додатковими змінними параметрами [1]. Модальний аналіз оболонки виконується на кожному кроці термомеханічного навантаження з урахуванням попереднього напруженого стану деформованої системи [2–4]. Методика дозволяє досліджувати перебіг геометрично нелінійного деформування оболонки в процесах втрати стійкості та закритичної поведінки, визначати точки біфуркації та момент втрати стійкості як за статичним, так і за динамічним критерієм.

Оскільки ПК SCAD та ЛІРА-САПР є промисловими розрахунковими комплексами широкого профілю, тому для їх безпосереднього використання до вирішення поставлених задач були вивчені їх особливості та проаналізовані можливості. В першу чергу це стосується алгоритмів розв'язання задач геометрично нелінійного деформування та стійкості тонких





оболонок, а також способів моделювання оболонок ступінчасто-змінної та гладко-змінної товщини.

На спеціально підібраних тестових задачах виконаний порівняльний аналіз результатів, отриманих за використання MSCe, та розрахунками виконаними в середовищі ПК SCAD та ЛІРА-САПР. Отримано гарний збіг розв'язків у докритичній області деформування та у момент втрати стійкості.

**Висновки.** Підтверджено ефективність розробленого методу, побудованого на використанні моментної схеми скінченних елементів, для дослідження нелінійного деформування, стійкості та закритичної поведінки тонких неоднорідних оболонок при термомеханічних навантаженнях. Проведений порівняльний аналіз результатів розрахунку показав, що для перевірки розроблених методик щодо задач нелінійного деформування і втрати стійкості широкого класу тонких неоднорідних оболонок слід залучати ПК SCAD та ЛІРА-САПР. Показано, що ці комплекси, які є ефективними для розрахунку різних складних інженерних об'єктів, також можна з успіхом використовувати як засоби проведення тестових порівнянь при розв'язанні наукових задач з аналізу стійкості оболонок ступінчасто-змінної товщини.

#### **Список використаних джерел.**

- [1] В.А. Баженов, О.П. Кривенко, М.О. Соловей, “*Нелінійне деформування та стійкість пружних оболонок неоднорідної структури*”, Київ: Віпол, 2010, 316 с.
- [2] V. Bazhenov, O. Krivenko, “*Buckling and natural vibrations of thin elastic inhomogeneous shells*”, LAP LAMBERT Academic Publishing, Saarbrücken, Deutschland, 2018, 97 p.
- [3] О.П. Кривенко, П.П. Лізунов, Ю.В. Ворона, О.Б. Калашніков, “Моделювання процесів нелінійного деформування, втрати стійкості та коливань пружних оболонок неоднорідної структури”, *Прикладна механіка*, Вип. 60, № 4, с. 91–107, 2024. <https://doi.org/10.1007/s10778-024-01298-2>.
- [4] О.П. Кривенко, П.П. Лізунов, О.Б. Калашніков, “Моментна схема скінченних елементів у задачах термостійкості і власних



*коливань пружних неоднорідних оболонок*”, Київ: Каравела, 2024. 179 с.

[5] В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, А.А. Маляренко и др., *SCAD Office. Версия 21. Вычислительный комплекс SCAD++*, Изд-во «СКАД СОФТ», 2015, 848 с.

[6] Е.Б. Стрелец–Стрелецкий, А.В. Журавлев, Р.Ю. Водопьянов, *“ЛИРА–САПР. Книга I. Основы”*, Киев: LIRALAND, 2019, 154 с.

## **ДОСЛІДЖЕННЯ ГРАНИЧНОГО СТАНУ ФЛАНЦЕВОГО ВУЗЛОВОГО З'ЄДНАННЯ НА ОСНОВІ ЧИСЕЛЬНОГО РОЗРАХУНКУ**

Свєген Цюпин, старший викладач кафедри металевих і дерев'яних конструкцій, <https://orcid.org/0000-0001-9428-6166>  
Київський національний університет будівництва і архітектури

**Вступ:** у сучасному світі проектування сталевих конструкцій надважливе місце займає підвищення надійності та оптимізації вузлових з'єднань, які визначають загальну несучу здатність конструкцій. В умовах експлуатації на фланцеві з'єднання діють зусилля, що призводять до нерівномірного розподілу напружень в зоні контакту трубчастих елементів, фланця та ребер жорсткості. Протягом експлуатації в конструкції можуть виникати локальні пластичні деформації, що впливають на жорсткість вузлового з'єднання та залишкову несучу здатність.

У науковій праці [1] досліджувалось питання визначення фактичних еквівалентних напружень від дії заданих навантажень, але не розглядалась постановка проблеми визначення резервів несучої здатності вузлових з'єднань. В роботі [2] досліджувалась проблема нерівномірного розподілу зусиль в зварних швах та вдосконаленні методи розрахунку зварних швів у фланцевих вузлах з ребрами жорсткості.

**Мета дослідження** – дослідження чисельного моделювання напружено-деформованого стану фланцевого вузлового з'єднання при дійсних осьових зусиллях з визначенням його граничної несучої здатності.

Виходячи з умови міцності за першою групою граничного стану, в якій сприймаються осьові зусилля, повинна виконуватись перевірка:  $N_{Ed} \leq N_{Rd}$

Де граничний стан вважається досягнутим, коли:  $N_{Ed} = N_{Rd}$ , а подальше зростання деформацій не супроводжується підвищенням несучої здатності:

$$\frac{dN}{d\varepsilon} \rightarrow 0$$

Розглянутий вузол, що наведений на рисунку 1, до якого прикладено осьове розтягувальне зусилля величиною в 100 кН.

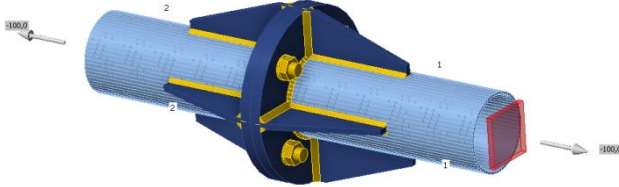


Рисунок 1. Чисельна модель фланцевого з'єднання з навантаженням

За результати розрахунку внутрішніх еквівалентних напружень  $\sigma_{Eq}$  за енергетичним критерієм Мізеса, що має загальний вигляд рівняння:

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}$$

у фланцевому вузловому з'єднанні при дії розтягувального зусилля.

Максимальні значення напружень локалізуються: у зонах зварних швів, що з'єднуються фланець з трубою, внутрішній поверхні фланця, поблизу місць примикання ребер жорсткості та зовнішніх кроком фланців (рис. 2).

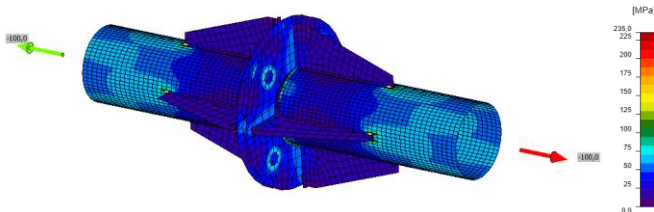


Рисунок 2. Розподіл внутрішніх еквівалентних напружень

За шкалою напружень від 0 до 235 МПа встановлено, що при навантаженні  $N = 100$  кН максимальні напруження не

перевищують  $\sigma_{eq,max} = 100 - 120$  МПа, що менше за розрахунковий опір сталі С245.

Подальше підвищення навантаження в чисельному дослідженні до рівня  $N = 400$  кН призводить до локального перевищення межі текучості та формується пластична ділянка. На рисунку 3 представлено графік залежності поздовжні зусиль та відносної деформації ( $N - \varepsilon$ ) характеризується наявністю трьох етапів роботи вузла:

1. Пружна ділянка (0-100% навантаження) – робота вузла лінійна, деформації пропорційні зусиллю:  $\sigma_{Ed} = E\varepsilon$ . Напруження не перевищують розрахунковий опір сталі.

2. Пружно-пластична ділянка (100-~200-400% навантаження) – в даному діапазоні ділянки спостерігається зменшення жорсткості вузлового елемента, що зумовлено появою локальних пластичних деформацій у фланцях і зварних швах вузла. Виявлене явище відповідає переходу сталі з пружного в пружно-пластичний стан, при якому відносні деформації перевищують границю пропорційності.

3. Ділянка пластичної роботи ( $\geq 400\%$  навантаження)– при досягненні межі текучості сталі відбувається повне використання запасу несучої здатності вузлового з'єднання, характеризується збільшенням деформацій при незначному підвищенню навантаження.

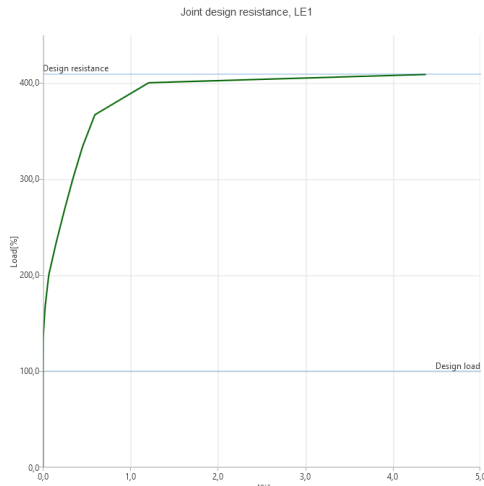


Рисунок 3. Діаграма розрахункової несучої здатності вузла

### **Висновок:**

1. При розрахунковому навантаженні до  $N_{Ed} = 100$  кН вузол працює в пружній області, умова міцності та жорсткості виконується.
2. Гранична стадія роботи вузла настає при  $N_{Rd} \approx 400$  кН, що відповідає резерву несучої здатності  $\approx 300\%$ .
3. Досліджуваний вузол характеризується пружно-пластичним типом роботи, після досягнення межі текучості сталі формується стадія розвитку пластичних деформацій.

### **Список літератури:**

1. Цюпин, Є. І. (2025). Числові дослідження фланцевих вузлів ферм з обрізаними фланцями. Будівельні конструкції. Теорія і практика, (16), 56–65. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.16.2025.56-65>.
2. Bilyk, S., Bilyk, A., Tsyupyn, E., Nujnyy, V., & Kluchnichenko, T. (2020). Удосконалення методики розрахунку зварних швів фланцевих вузлових з'єднань із врізаними ребрами жорсткості просторових сталевих ферм з труб. Будівельні конструкції. Теорія і практика, (7), 57–65. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.7.2020.57-65>.



## **МОДЕЛЮВАННЯ ВПЛИВУ УДАРНОЇ ХВИЛІ ВІД ВИБУХОВОГО ПРИСТРОЮ НА ЗАХИСНУ ОБОЛОНКОВУ КОНСТРУКЦІЮ**

О.О. Лук'янченко<sup>1</sup> д.т.н., проф., О.В. Костіна<sup>1</sup> к.т.н., доц.,  
Б.К. Самойленко<sup>1</sup> аспірант

<sup>1</sup>Київський національний університет будівництва і архітектури

**Вступ.** Забезпечення надійності і живучості захисних споруд в разі появи в них пошкоджень від вибухових пристроїв є актуальною проблемою будівельної механіки. Основним руйнівним впливом на конструкцію є ударна хвиля, яка виникає під час детонації вибухових речовин [1-6]. Більшість робіт присвячена моделюванню поширення ударної хвилі в вибуховій речовині та її впливу на захисну оболонку вибухового пристрою. Прикладом чисельного моделювання вибуху є пряме моделювання процесу детонації, що передбачає створення фізичної моделі середовища. В багатьох роботах воно здійснено за допомогою скінченно-елементного моделювання, що складається з сітки Лагранжа для твердих тіл і сітки Ейлера для газів (рідин), та обчислювальних процедур комп'ютерних програм (LS-DYNA, AUTODYN, ABAQUS, OURANOS та інших). В процесі моделювання використовувалися рівняння стану (EOS), закони збереження маси, імпульсу та енергії. За допомогою обчислювальних процедур, закладених в зазначених програмах, розв'язувались диференціальні рівняння, що визначали динаміку задачі. Для бризантних вибухових речовин розроблено низку емпіричних EOS, включаючи BKW (Беккер-Кістяковський-Вільсон), JCZ (Джейкобс-Каупертвейт-Цвіслер), LJD (Леннард-Джонс-Девоншир) і JWL (Джонсон-Вілкін-Лі).

Дослідження динамічної поведінки будівельних споруд при дії ударної хвилі в багатьох випадках передбачало моделювання ударної хвилі у вигляді сфери, якщо вибух відбувався в повітрі в значній відстані від поверхні ґрунту, і півсфери, якщо вибух відбувався на поверхні ґрунту або в його безпосередній близькості. Результуючі моделі вибухового



навантаження мали вигляд концентричних кіл зі зменшеними інтенсивностями. Пікове значення тиску від ударної хвилі і імпульс залежали від кількості вибухової речовини в TNT еквіваленті (Tri-Nitro-toluene) та відстані від епіцентру вибуху до будівельної споруди. Дослідження динамічної поведінки будівельних конструкцій від ударної хвилі відбувалися за допомогою скінченно-елементного моделювання із застосуванням методів прямого чисельного інтегрування, квазістатичного або спектрального підходів, які реалізовані, наприклад, в вітчизняних програмних комплексах SCAD, ЛІРА САПР, ЛІРА 10.14 та інших. На теперішній час питання побудови адекватної спрощеної скінченно-елементної моделі середовища "ударна-хвиля-будівельна споруда", вибору моделі ударної хвилі і її основних характеристик, методів розрахунку конструкцій залишаються спірними. А питання живучості захисної споруди з урахуванням пошкоджень від вибухових пристроїв є актуальним і мало дослідженим. Тому розроблено імовірнісний підхід до оцінки живучості захисних тонкостінних оболонкових споруд з пошкодженнями від впливу вибухових пристроїв із застосуванням обчислювальних процедур програмного комплексу скінченно-елементного аналізу. Передбачено формування багатопараметричної моделі пошкоджень поверхні оболонки від ударної хвилі і осколків вибухових пристроїв.

**Мета роботи.** Розробити чисельний підхід до дослідження впливу ударної хвилі від вибухового пристрою на захисну оболонкову конструкцію. Виконати моделювання позитивної фази ударної хвилі з конкретними значеннями надлишкового тиску і часу дії імпульсу для обраного вибухового пристрою. Дослідити статичну і динамічну поведінку оболонкової конструкції при дії ударної хвилі. Сформувати модель пошкоджень оболонки від ударної хвилі у вигляді її напружено-деформованого стану для подальшого дослідження її живучості.

**Основний матеріал.** Для моделювання позитивної фази ударної хвилі з конкретними значеннями пікового тиску і часу дії імпульсу для обраного вибухового пристрою виконано





порівняння експериментальних характеристик ударної хвилі від різних вибухових пристроїв з аналітичними значеннями. При цьому враховані експериментальні дані з урахуванням граничних значень відстаней від епіцентру вибуху до людини. За допомогою програми NASTRAN створені геометрична модель ударної хвилі у вигляді півсфери та дві скінченно-елементні моделі циліндричної сталеві оболонки із зонами, що мали конкретні значення надлишкового тиску і позитивного імпульсу з різними відстанями до епіцентру вибуху. Як приклад, розглянуто вибуховий пристрій з TNT еквівалентною масою тротилу 250 кг. Надлишковий тиск подано у вигляді рівномірно розподіленого навантаження, значення якого залежало від відстані між епіцентром вибуху та конкретної зони поверхні оболонки. Для порівняння квазістатичного підходу до аналізу впливу ударної хвилі на оболонкову конструкцію з динамічним досліджена поведінка оболонки від статичної дії надлишкового тиску в нелінійній постановці методом Ньютона-Рафсона. Розв'язана задача втрати стійкості, отримані коефіцієнти критичного навантаження та статичні характеристики напружено-деформований стану оболонки. Виконано модальний аналіз оболонки із застосуванням методу Ланцоша. Позитивний імпульс представлено у вигляді трикутників зі значенням часу його дії для конкретних зон поверхні оболонки. Враховано максимальний період власних коливань оболонки. Досліджено вплив позитивного імпульсу на динамічну поведінку двох моделей оболонки методом прямого інтегрування Рунге-Кутти. Досліджено напружено-деформований стан оболонки в різний час дії позитивного імпульсу ударної хвилі.

**Висновки.** Порівняння експериментальних і аналітичних значень надлишкового тиску і імпульсу від позитивної фази ударної хвилі показало їх повну збіжність для одних категорій вибухових пристроїв і незначне відхилення для інших. Представлений чисельний підхід дозволив оцінити вплив ударної хвилі від конкретного вибухового пристрою на напружено-деформований стан захисної оболонки з урахуванням граничних значень відстаней від епіцентру вибуху

до людини. В подальшому отриманий напружено-деформований стан оболонки буде початковою моделлю пошкоджень від вибухового пристрою при дослідженні впливу осколків на несучу здатність і живучість захисної оболонкової споруди.

### **Список використаних джерел.**

- [1] N. Jacob, G.N. Nurick, G.S. Langdon "The effect of stand-off distance on the failure of fully clamped circular mild steel plates subjected to blast loads", *Engineering Structures*, Vol. 29, No. 10, pp. 2723-2736 (2007) DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.01.021>
- [2] Resistance of structures to explosion effects: review report of testing methods / Kevin C., Ans van Doormaal, Christof Haberacker, Götz Hüskens, Martin Larcher, Arja Saarenheimo, George Solomos, Alexander Stolz, Laurent Thamie, Georgios Valsamos; European Commission, Joint Research Centre, Institute for the Protection and Security of the Citizen. Luxembourg : Publications Office of the European Union, 78 p. (2013) (EUR 26449 EN). DOI: 10.2788/57271
- [3] V. Aune, G. Valsamos, F. Casadei, M. Larcher, M. Langseth, T. Borvik "Numerical study on the structural response of blast-loaded thin aluminium and steel plates", *International Journal of Impact Engineering* (2016) DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2016.08.010
- [4] A.M. Al-Yacoby, L.J. Hao, M.S. Liew, R.M.S. Ratnayake, S.M.K. Samarakoon "Thin-Walled Shell Storage Tank under Blast Impacts: Finite Element Analysis", *Materials*, Vol. 14(22): 7100 (2021) DOI: 10.3390/ma14227100
- [5] O.S. Isaac, O.G. Alshammari, E.G. Pickering, S.D. Clarke, S.E. Rigby Blast wave interaction with structures – An overview. *International Journal of Protective Structures*,. Vol. 14(4), 584–620 (2022) DOI: 10.1177/20414196221118595.
- [6] A. Polyakov, O. Lapenko "Numerical studies of the dynamic impact of the blast wave on protective structures", *Theory and Practice of Design*, Vol. 36, 103–115 (2025) DOI: <https://doi.org/10.32782/2415-8151.2025.36.10>

## **ОЦІНКА ВПЛИВУ КОЛИВАНЬ ҐРУНТУ, СПРИЧИНЕНИХ РУХОМИМ СКЛАДОМ, НА ВИСОТНУ БУДІВЛЮ**

Костін Денис<sup>1</sup> аспірант

<sup>1</sup>Київський національний університет будівництва і архітектури

**Вступ.** Найбільш актуальними для мегаполісів є питання, пов'язані із зростанням парку транспортних засобів та руху залізничного транспорту поблизу цивільних будівель і споруд. Відомо, що рухомий склад є джерелом вібрацій у ґрунті, які впливають на прилеглі до залізничних магістралей будівлі. Вібрації можуть викликати нерівномірне осідання фундаментів та додаткові напруження в елементах каркасу будівель. Існує багато праць з питань визначення динамічного навантаження від колеса на рейку, еквівалентного навантаження на шлях. Але на даний час немає достатньої кількості вірогідних даних як вібрації від рухомого складу розповсюджуються у ґрунті і впливають на споруди. Особливо важливим є врахування додаткових динамічних навантажень від рухомого складу при дослідженні динамічної поведінки багатоповерхових будівель, які є більш чутливими до сейсмічного та вітрового впливів. Виконання умов безаварійної експлуатації багатоповерхових будівель є необхідним для попередження їх руйнування та збереження життя людей.

Дослідження нелінійного деформування ґрунтів потребує використання коректної розрахункової моделі із урахуванням властивостей ґрунтів окремих шарів, а також гідрогеологічних умов ґрунтового масиву. Коли в ґрунтовому середовищі зустрічається шар слабкого ґрунту, характер розподілу напружень суттєво змінюється. В інженерній практиці та будівництві моделі ґрунту діляться на лінійні і нелінійні. Кожна з них має свої обмеження у застосуванні. Лінійні моделі, до яких можна віднести модель Фусса-Вінклера, розглядають ґрунт у пружному стані, де деформації пропорційні навантаженню. Нелінійні моделі, а саме: модель Мора – Кулона також відома як

критерій міцності Мора – Кулона, що ґрунтується на експериментальних даних і описує умови, при яких ґрунт починає зазнавати пластичних деформацій і руйнуватися; модель ґрунту, що зміцнюється. Модель повзучості; модель Cam-Clay; ізотропна лінійно-пружна ідеально-пластична модель з критерієм міцності Хука – Брауна, а також залежна від гідростатичного тиску модель Друкера – Прагера враховують більш складну поведінку ґрунту, включаючи нелінійні залежності між напруженнями та деформаціями. Для якісного аналізу можна використати декілька або комбінацію методів.

**Мета роботи.** Не дивлячись на те, що багато наукових праць присвячено дослідженню різних видів впливу на споруди, серед яких сейсмічний вплив та вітрові пульсації, аспекти вібрації, що викликає рух залізничного транспорту, залишаються мало вивченими. Метою даного дослідження є аналіз впливу стаціонарного стохастичного вертикального навантаження від рухомого складу на стан баластової призми, розповсюдження вібрацій в основі і їх впливу на динамічну поведінку багатоповерхової каркасно-монолітної будівлі, що знаходиться в зоні руху залізничних потягів.

**Основний матеріал.** Математична модель крайової задачі статичної баластової призми і ґрунтової основи побудована на основі принципу можливих переміщень Лагранжа в узагальнених координатах і реалізована на основі методу скінченних елементів. Для отримання редукованих матриць жорсткості, геометричної жорсткості і узагальнених зовнішніх сил застосовано обчислювальні процедури програмного комплексу NASTRAN [1]

Скінченно-елементна модель баластової призми та ґрунтової основи у вигляді пружного плоского напівпростору довжиною 200м і глибиною 30м була наведена авторами в роботі [2]. Чисельна методика дослідження статичної поведінки ґрунтової основи у геометрично і фізично нелінійній постановці від дії рухомого складу описана у роботі [3]. Для описання пружно-пластичної поведінки одношарової ґрунтової основи

застосована модель Мора-Кулона, для багатошарової – модель Друкера-Прагера.

У програмному комплексі SCAD [4] сформовані 3D моделі багатоповерхових будинків. Моделі містять стержневі і оболонкові скінченні елементи з шістьма ступенями вільності у вузлі. Виконаний модальний аналіз будівель, отримані форми і частоти власних коливань. Досліджено напружено-деформований стан каркасів при дії кінематичного збудження ґрунту. Кінематичне збудження ґрунту представлено у вигляді векторів прискорень, що прикладені по висоті фундаменту будинків. Динамічна поведінка монолітних каркасів досліджена за допомогою спектрального методу. Перевірені умови надійності і конструктивної безпеки будівель при дії різних комбінацій і розрахункових сполучень навантажень [5, 6], що включають прискорення ґрунту основи у різних напрямках.

**Висновки.** Запропонована методика дозволила сформувати розрахункову модель баластової призми і основи та дослідити нелінійне деформування ґрунту з урахуванням пружно-пластичних властивостей окремих його шарів при статичній дії рухомого складу. В результаті проведених досліджень визначено значний вплив коливань ґрунту, що спричинені рухомим складом, на розташовані у зоні руху каркасні будівлі. Отримані дані про динамічну поведінку каркасу дозволяють стверджувати що коливання ґрунту, викликані рухомим складом, помітні на рівні фундаменту будівлі, навіть на відстанях, дозволених національними будівельними стандартами. Цей ефект також очевидний у відмінностях горизонтальних переміщень розрахованих каркасів: в одному з них загальне максимальне переміщення вздовж осі X без урахування прискорень ґрунту становило 27,42 мм і збільшилося до 35,66 мм при урахуванні впливу коливань ґрунту. Збільшення переміщень на 30% є суттєвим. Тому для зменшення вібраційного впливу рухомого складу, нові будівлі не слід будувати ближче ніж 50 метрів від осі залізничної колії.



У подальшому планується дослідити динамічну поведінку ґрунтової основи сумісно із будівлею.

### **Список використаних джерел.**

- [1] MSC NASTRAN 2021 Reference Guide November 29, 2020. NA:V2021:Z:Z:Z:DC-REF-PDF.
- [2] O. O. Lukianchenko, A. A. Kozak, D. Ye. Kostin “Analysis of dynamic behavior of a multi-storey frame building in the railway traffic area”, Strength of Materials and Theory of Structures. – 2025. – Issue. 114. – P. 127 – 134. DOI: <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2025.114.127-134>
- [3] O. O. Lukianchenko, A. A. Kozak, D. Ye. Kostin “ Finite element modeling of the static behavior of an elasto-plastic soil foundation under the action of rolling stock ”, Strength of Materials and Theory of Structures. – 2025. – Issue. 115.
- [4] В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, А. А. Маляренко, С. Ю. Фиалко, А. В. Перельмутер , М. А. Перельмутер SCAD Office. Версия 21 Вычислительный комплекс SCAD++ Издательство: АСВ; Год издания: 2015; 848 с.
- [5] ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі зміною №1 та №2. Чинні з 2020-06-01. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2006. – 68 с.
- [6] ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною №1. Чинні з 2022-09-01. Київ, Мінрегіон України, 2022. – 35 с.



## **ВИКОРИСТАННЯ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ БУДІВНИЦТВІ ЗАХИСНИХ СПОРУД ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ**

А.В. Махінько<sup>1</sup> д.т.н., проф., С.О. Складенко<sup>2</sup> к.т.н., доцент

<sup>1</sup>Державний університет «Київський Авіаційний Інститут»

<sup>2</sup>Приватне підприємство «Полтава-Проект»

**Вступ.** Робота у 2022-2023 роках Міністерства розвитку громад та територій України по актуалізації нормативних вимог до об'єктів фонду захисних споруд в умовах повномасштабного вторгнення відносилась до приведення нормативних вимог до нових реалій війни. Через два роки після цього можна впевнено сказати, що розроблені нормативні акти не відображають повноцінно ні значення навантажень, що повинні сприймати конструкції укриттів та сховищ, ні характер їх прикладання. Недослідженими у повній мірі так і залишаються інші види впливів (пробиття уламками, рівень захисту від радіаційного випромінювання), планувальні рішення, рівень пожежного захисту та навіть містобудівні аспекти розміщення даних споруд. В той же час за дані роки науковою та інженерною спільнотою накопичено значний обсяг нових розробок, методів розрахунку, експериментальних даних, досвіду проектування та реалізації подібних об'єктів.

**Мета роботи.** Наведений огляд виконано із метою висвітлення напрямків можливого розвитку конструювання захисних споруд цивільного захисту із використанням збірних конструкцій у повній відповідності до діючих нормативних документів у даній галузі.

**Основний матеріал.** Із моменту початку повномасштабного вторгнення представниками приватного бізнесу, територіальних громад та спільнотою інженерів по захисту критичної інфраструктури ведеться активний пошук технічно нескладного, дешевого та дієвого рішення для захисту від загроз нового типу. Вся концепція захисних укриттів

викладена у Кодексі цивільного захисту України зводилась до формування фонду захисних споруд у вигляді сховищ, протирадіаційних укриттів та спорудах подвійного призначення, вимоги до яких і були окреслені у ДБН В.2.2-5:2023 “Захисні споруди цивільного захисту” [1]. Окремою складовою для місць загального скупчення кодексом були виокремлені первинні (мобільні) укриття. На перший час у особливий період військового стану для швидкого розширення даного фонду також допускається влаштування найпростіших укриттів на вже введених у експлуатацію об’єктах. Зважаючи на високу вартість об’єктів будівництва, отриману по першим проектам, та цілком природнє прагнення замовників до економії коштів на перших етапах у 2022-2023 роках значний попит на ринку отримали перші модульні укриття. Їх реалізація стала можливою завдяки введенню у дію ДСТУ 9195:2022 «Швидкоспоруджувані захисні споруди цивільного захисту модульного типу» [2], який мав чесне попередження що дія даного документу не поширюється на проектування захисних споруд цивільного захисту. Доволі суперечливі конструктивні рішення та невідповідність Кодексу породили багато критики, громадських розслідувань та навіть кримінальних справ.

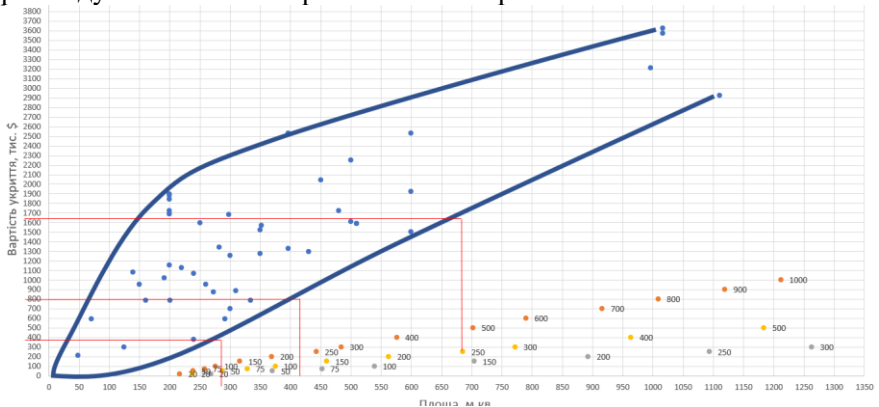


Рис. 1. Аналіз вартості проектно-кошторисної документації ПРУ за 2023-2024 роки



В рамках діяльності ПП «Полтава-проект» як базової організації у будівництві та одного із співавторів ДБН В.2.2-5:2023 відповідно до наказу Міністерство розвитку громад та територій України №702 [3] було проведено аналіз більш ніж 100 проектів протирадіаційних укриттів розроблених у 2023-2024 роках (рис. 1). Порівняння проектно-кошторисної документації виявили значний (у 2-3 рази) розкид вартості укриттів ідентичних за розміром та місткістю, що може бути поясненим помилками при проектуванні, завищеними вимогами замовників та завищеними нормативними вимогами до планувальних рішень ПРУ. Значна вартість будівництва також може бути обґрунтована дефіцитом робочої сили на виконання «традиційних» монолітних варіантів споруд та їх тривалим терміном будівництва.

Саме у відповідь на пошук альтернативного варіанту із використанням збірних конструкцій у відповідності до «Програми японського уряду з залучення приватного сектору у відновлення України включаючи інфраструктурний, енергетичний та цифровий сектори)» за підтримки Japan International Cooperation Agency та провідного підприємства – виробника сталевих конструкцій Metal Products Inc. влітку 2025 року було започатковано науково-інженерні дослідження пошуку оптимального конструктивного рішення захисних споруд. У рамках даного дослідження розроблено та проведено аналіз варіантів проектів несучих конструкцій укриття площею 720 м.кв.: 1) із використанням монолітних залізобетонних конструкцій; 2) збірного варіанту із сталевим каркасом та збірними залізобетонними плитами покриття і стіновими панелями. Збірний варіант представлено сталевим каркасом споруди із двотаврового прокату НЕВ, НЕА, встановлених на монолітну залізобетонну плиту основи (500мм). Крок рам 3м, прольоти до 5м. плити покриття – збірні залізобетонні, розміром 3x1x0,29м. Стінові панелі – збірні залізобетонні, розміром 3,45x1x0,25м. Конструкція допускає встановлення як у заглибленому вигляді (нижче поверхні землі) так і в наземному, частково заглибленому (на 0,6м) варіанті із товщиною

обвалування не менше 1,1м (для нормованого зменшення впливу радіації та досягнення необхідного опору пробиттю уламками та явищу вторинної фрагментації).

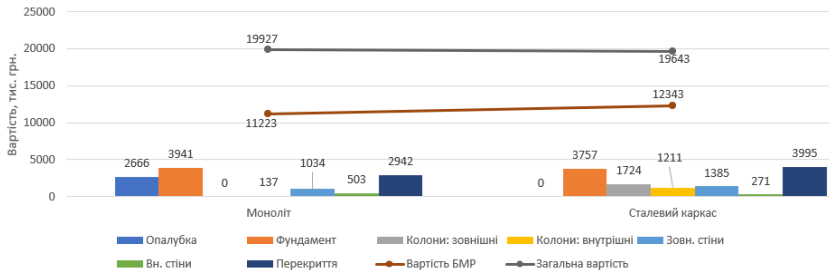


Рис. 2. Порівняння вартості різних конструктивних рішень ПРУ

**Висновки.** Порівняння суми будівельно-монтажних робіт виявило перевищення вартості збірного каркасу на 10% відносно монолітного рішення. В той же час урахування у вартості всіх процесів будівництва (адміністративні прибутки, інфляцію, ризики, відрядження, перебазування техніки і т.п.) показує що варіант із сталевим каркасом має економічну перевагу на 2% і майже у 2 рази коротший термін будівництва. Додаткова перевага буде отримана в ході уточнення проектних рішень за рахунок зменшення вартості вогнезахисту колон будівлі, урахування сумісної роботи сталевих каркасу та залізобетонних плит огорожуючих конструкцій. Отримані результати планується впровадити в ході розробки 3-х проектів повторного використання.

#### Список використаних джерел.

- [1] ДБН В.2.2-5:2023. Захисні споруди цивільного захисту. Київ: Міністерство розвитку громад та територій України, 2023, 127 с. (у т.ч. Зміна №1 та Зміна №2).
- [2] ДСТУ 9195:2022 Швидкосторуджувані захисні споруди цивільного захисту модульного типу. Київ: Міністерство розвитку громад та територій України, 2022, 12 с.



**CIDS 2025**

**30-31 жовтня КИЇВ**

[3] Наказ від 10.08.2023 р. №702 Міністерство розвитку громад та територій України. Про затвердження ДБН В.2.2-5:2023 «Захисні споруди цивільного захисту».

## **АНАЛІЗ КЛАСИЧНИХ МОДЕЛЕЙ ОПИСУ ПОШКОДЖЕНЬ У ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЯХ**

Р.Є. Хміль<sup>1</sup> д.т.н., проф., П.І. Вегера<sup>1</sup> к.т.н., доцент,  
Дейнека Віталій<sup>1</sup> аспірант

<sup>1</sup>Національний університет «Львівська політехніка»

**Вступ.** Моделювання пошкоджень залізобетонних конструкцій — важлива задача сучасної інженерної механіки. Наявність точних та надійних моделей пошкоджуваності дозволяє прогнозувати запас несучої здатності, залишковий ресурс, а також оптимізувати ремонт і підсилення конструкцій. Найбільш поширеними підходами та які часто застосовуються до опису пошкоджень є: теорії безперервної механіки пошкоджень (continuum damage mechanics), комбіновані моделі «пошкодження — пластичність» (damage–plasticity, наприклад Concrete Damage Plasticity — CDP), мікропланарні моделі, а також накопичувальні (fatigue/accumulative) моделі для діагностики й прогнозування деградації. Кожен підхід має свої сильні та слабкі сторони в контексті відтворення тріщиноутворення, анізотропії пошкодження, зв'язку арматура — бетон, та чисельної стабільності реалізації в програмних комплексах. Тож, ці методи потребують глибшого аналізу та пошуку найбільш доцільних способів їх застосування. Дана стаття спрямована на виокремлення таких випадків в сучасних умовах проектування на аналізу будівельних конструкцій з пошкодженнями.

**Мета роботи.** Мета роботи полягає у проведенні порівняльного аналізу сучасних моделей опису пошкодження залізобетонних конструкцій та визначенні їх придатності для практичного застосування у задачах проектування й оцінки технічного стану. Проблема дослідження пов'язана з необхідністю підвищення точності прогнозування залишкової несучої здатності пошкоджених конструкцій. Робота спрямована на систематизацію цих підходів, узагальнення їхніх

переваг та обмежень і визначення напрямів подальшого розвитку гібридних моделей.

**Основний матеріал.** Внаслідок воєнних дій в Україні різко збільшилася кількість пошкоджених будівель та споруд [Surianinov, Neutov & Yesvandzhya, 2023]. Найбільш надійний і простий спосіб відбудови - це замінити найбільш критично пошкоджені конструкції будівель і споруд на нові. Проте цей метод є найбільш дорогий, що в сучасних умовах є недоцільним. Тож варто зосередити увагу на діагностиці та обстеженні конструкцій. Визначення типу пошкодження та його впливу на несучу здатність конструкцій є важливим завданням сучасності [Blikharskyu & Koriika, 2022], а встановлення більш точного напружено-деформованого стану [Barabash, Kostyra & Tomashevskyi, 2022] надасть змогу зберегти частину конструкцій, підсилити їх чи навіть продовжити їх експлуатацію, замість того щоб їх відразу замінювати. Тож розглянемо найбільш поширені математичні моделі опису пошкоджень та механіку їх роботи, які розроблені та застосовуються українські та світові практики:

1. Континуальна механіка пошкоджень (Continuum Damage Mechanics, CDM) [Voyiadjis, Shojaei, Li, & Kattan, 2012]

Континуальна механіка пошкоджень є одним із найбільш фундаментальних підходів до моделювання деградації властивостей бетону. У рамках цього підходу запроваджується скалярна або тензорна змінна пошкодження, яка безпосередньо впливає на модуль пружності матеріалу. Такий індикатор відображає поступове накопичення мікротріщин і порушення структури бетону в процесі навантаження, що призводить до зниження його жорсткості.

2. Моделі пошкодження-пластичність (Damage-plasticity, CDP) [Lee & Fenves, 1998].

Моделі типу damage-plasticity поєднують у собі дві фундаментальні концепції: механіку пластичності та континуальну механіку пошкоджень. Пластичність відображає незворотні деформації матеріалу після перевищення межі текучості, тоді як змінна пошкодження описує поступову деградацію жорсткості внаслідок мікротріщиноутворення.

3. Мікропланарні моделі ((Microplane Models) [Caner & Bažant, 2013]

Мікропланарні моделі є одним із найбільш точних підходів для опису пошкоджуваності бетону на мікроструктурному рівні. В їхній основі лежить концепція представлення матеріалу через множину площин різної орієнтації (microplanes), на яких задаються окремі закони напружено-деформованого стану. Таке формулювання дозволяє відтворювати анізотропію та складні механізми тріщиноутворення, які не можна адекватно описати класичними ізотропними моделями.

4. Накопичувальні / втомні моделі (Fatigue / Accumulative Damage Models) [Shiri et al, 2015] Моделі втоми та накопичувальних пошкоджень спрямовані на опис деградації залізобетонних елементів під дією багатократних циклічних навантажень. Вони базуються на гіпотезі поступового накопичення мікропошкоджень, які з часом призводять до зменшення жорсткості та несучої здатності.

Наведена таблиця (табл.1) узагальнює ключові характеристики основних груп моделей опису пошкодження залізобетонних конструкцій. У ній систематизовано чотири провідні підходи. Для кожної моделі наведено сферу застосування, а також основні переваги й недоліки.

Таблиця 1.

**Порівняння моделей пошкодження для залізобетону**

| Модель                                            | Переваги                                                         | Недоліки                                                       | Застосування                                                                 |
|---------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------|
| <b>Континуальна механіка пошкоджень (CDM)</b>     | Проста, ефективна, добре описує деградацію жорсткості            | Залежність від сітки (mesh dependence), потребує регуляризації | Моделювання поступового розтріскування у балках, плитах                      |
| <b>Моделі типу пошкодження-пластичність (CDP)</b> | Добре відтворює асиметрію стиску /розтягу, циклічне навантаження | Складність калібрування параметрів, чутливість до їх вибору    | Розрахунок конструкційних елементів при монотонних і циклічних навантаженнях |



|                                                 |                                                                       |                                                                        |                                                                    |
|-------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------|
| <b>Мікропланарні моделі (наприклад, М4, М7)</b> | Точно враховує анізотропію, тривимірні ефекти, орієнтацію тріщин      | Велика обчислювальна складність, надлишок параметрів                   | Складні тривимірні задачі, моделювання руйнування                  |
| <b>Накопичувально-втомні моделі</b>             | Добре описує довготривале циклічне навантаження, практична для мостів | Емпіричний характер, потреба у великому обсязі експериментальних даних | Мости, плити, прогноз довговічності при довготривалій експлуатації |

**Висновки.** Порівняння показує, що кожна група моделей опису пошкоджень має специфічну сферу застосування. CDM забезпечує простоту формалізації та ефективність для загального аналізу, однак вразлива до проблеми розбиття сітки триангуляції. Моделі CDP є найбільш придатними для інженерної практики завдяки можливості балансувати точність і обчислювальну складність, проте вимагають детального калібрування параметрів. Мікропланарні моделі гарантують високу точність і врахування анізотропії, але потребують значних ресурсів. Втомні моделі найбільш корисні для прогнозу довговічності під дією багатократних навантажень, хоча залишаються переважно емпіричними. Тож, вибір моделі залежить від завдань аналізу: від фундаментальних досліджень до практичних інженерних розрахунків. Подальшим завданням є визначити сферу найоптимальнішого застосування описаних моделей та при можливості апробувати одну із них.

#### **Список використаних джерел.**

- [1] М. Сур'янінов, С. Неутов, та В. Єсванджия, “Несуча здатність балки, пошкодженої під час бойових дій, посиленої з використанням фібробетону,” Просторовий розвиток, № 5, с. 212–222, 2023, doi: 10.32347/2786-7269.2023.5.212-222
- [2] Y. Blikharskyi та N. Kopyika, “Analysis of the most common damages in reinforced concrete structures: a review,” Theory and Building Practice, т. 4, № 1, с. 35–42, 2022, doi: 10.23939/jtbp2022.01.035



- [3] М. С. Барабаш, Н. О. Костира, та А. В. Томашевський, “Визначення напружено-деформованого стану та міцності пошкоджених несних конструкцій інструментами ПК «ЛІРА-САПР»,” Український журнал будівництва та архітектури, № 1, с. 7–14, 2022, doi: 10.30838/J.BPSACEA.2312.220222.7.827
- [4] G. Z. Voyiadjis, A. Shojaei, G. Li, та P. Kattan, “Continuum damage-healing mechanics with introduction to new healing variables,” International Journal of Damage Mechanics, т. 21, № 3, с. 391–414, 2012, doi: 10.1177/1056789510397069
- [5] J. Lee та G. L. Fenves, “Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures,” Journal of Engineering Mechanics, т. 124, № 8, с. 892–900, 1998, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:8(892)
- [6] F. C. Caner та Z. P. Bažant, “Recent progress in microplane modelling of plain concrete,” у Proceedings of the XII International Conference on Computational Plasticity: Fundamentals and Applications (COMPLAS XII), с. 938–949, CIMNE, 2013.
- [7] S. Shiri, M. Yazdani, та M. Pourgol-Mohammad, “A fatigue damage accumulation model based on stiffness degradation of composite materials,” Materials & Design, т. 88, с. 1290–1295, 2015, doi: 10.1016/j.matdes.2015.09.114



## **ПІДВИЩЕННЯ ПРОГНОЗУЮЧОЇ ТОЧНОСТІ ЧИСЕЛЬНОГО МОДЕЛЮВАННЯ ПРОГРЕСУЮЧОГО ОБВАЛЕННЯ ШЛЯХОМ ВЕРИФІКАЦІЇ ЗА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИМИ ВИПРОБУВАННЯМИ**

М.О. Вабішевич<sup>1</sup> д.т.н., проф., І.К. Фесун<sup>1</sup> аспірант

<sup>1</sup>Київський національний університет будівництва і архітектури

**Вступ.** Прогресуюче обвалення будівель і споруд залишається однією з найактуальніших проблем у сфері будівельної інженерії. Для чисельного аналізу стійкості конструкцій об'єктів будівництва до обвалення переважно використовується метод скінченних елементів (МСЕ). Незважаючи на беззаперечні переваги цього методу, вірогідність результатів розрахунків складних систем критично залежить від коректності та повноти заданих вихідних параметрів.

Під час реальних розрахунків стійкості будівель до прогресуючого обвалення інженери та дослідники стикаються зі значною невизначеністю на етапах вибору методу раптового видалення конструкцій (квазістатичний або динамічний), призначення коефіцієнтів демпфування, тривалості видалення, динамічного зміцнення матеріалів тощо. Некоректний вибір цих параметрів може призвести до суттєвих розбіжностей між розрахунковою та реальною поведінкою конструкції, що в результаті дає хибну оцінку її стійкості. Можливим кроком до підвищення достовірності чисельного моделювання може стати систематична верифікація результатів розрахунків за даними натурних експериментів.

**Мета роботи.** Підвищення прогнозуючої точності чисельного моделювання прогресуючого обвалення сталевих рам шляхом верифікації скінченно-елементних моделей за результатами експериментальних випробувань.

**Основний матеріал.** Дослідження базується на трьох експериментальних випробуваннях сталевих рам при раптовому видаленні колони, що описане у роботі [1]. Ці рами відрізнялися між собою за рівнем навантаження, жорсткістю перерізів та наявністю елементів підсилення. Схема рами експериментального дослідження наведена на рис. 1.

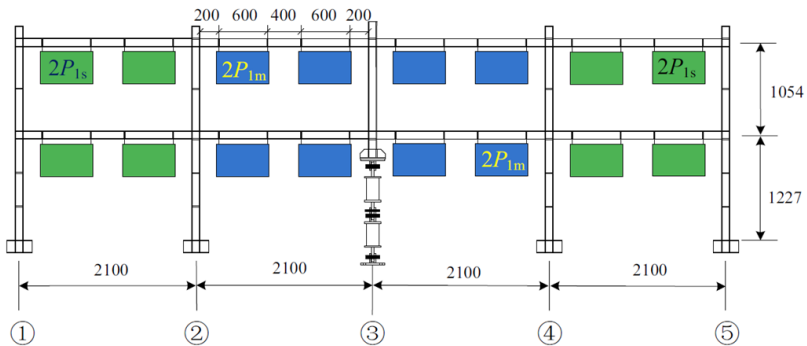


Рис. 1. Схема рами експериментального дослідження [1]

Основний інструмент дослідження — нелінійний динамічний аналіз (пряме інтегрування рівнянь руху в часі) в ПК SCAD Office на основі МСЕ. Сталеві балки та колони двоповерхових рам змодельовані за допомогою оболонкових скінченних елементів із урахуванням фізичної та геометричної нелінійностей. Явище раптового видалення колони апроксимоване шляхом зняття її реакції за короткий проміжок часу. Процес верифікації мав ітераційний характер: результати кожного етапу дослідження (графіки "переміщення-час", амплітуди коливань, максимальні та остаточні переміщення) порівнювалися з еталонними експериментальними даними для послідовного підбору параметрів.

Аналіз розпочався з базової моделі з початковими параметрами, результати розрахунки якої показали значні розбіжності з експериментом. Подальший ітераційний пошук дозволив виявити ключові фактори, що впливають на точність, а саме демпфування та динамічне зміцнення сталі.

Застосування демпфування по Релею для означеного класу задач показало найкращу збіжність результатів, однак оптимальний коефіцієнт модального демпфування не є сталим, зокрема:

- для рами №1 (базова) найкраща збіжність отримана при значенні 5%;
- для рами №2 (з низькою загальною стійкістю) оптимальним виявився коефіцієнт 3%;
- для рами №3 (підсиленої, більш жорсткої) найкраща збіжність отримана при значенні 10%.

Динамічне зміцнення міцнісних характеристик сталі від швидкості деформації за моделлю Каупера-Саймондса є обов'язковою умовою для досягнення точності. Моделі без урахування цього ефекту суттєво занижували несучу здатність конструкції.

Для вирішення проблеми високої ресурсоемності повних оболонкових моделей розроблено та верифіковано комбіновану стержнево-оболонкову модель. Її суть полягає у використанні детальних оболонкових скінченних елементів лише у критичних, з точки зору можливості втрата місцевої стійкості, вузлових зонах стержнів, а для апроксимації інших ділянок конструкції прийняті стержневі скінченні елементи. Цей підхід показав високу ефективність, дозволивши:

- скоротити кількість скінченних елементів більш ніж на 50%;
- зменшити час розрахунку з 1 год 16 хв до 24 хвилини (до 68%).
- отримати високу точність результатів, співрозмірну з повною оболонковою моделлю.

Результати верифікованого динамічного аналізу було порівняно з розрахунком за спрощеною квазістатичною методикою, регламентованою чинними нормативними документами [2]. Аналіз скінченно-елементних розрахунків рам експерименту [1] квазістатичним методом показав великий та



непередбачуваний розкид відхилень у порівнянні з результатами експериментів (від -25.3% до +4.5%).

### **Висновки.**

1. Прогнозуюча точність чисельного моделювання прогресуючого обвалення сталевих конструкцій досягається шляхом систематичної верифікації нелінійної динамічної моделі за експериментальними даними.
2. Ключовими параметрами, що вимагають ретельного калібрування, є демпфування по Релею та динамічне зміцнення сталі (модель Каупера-Саймондса). Оптимальний коефіцієнт демпфування ймовірно є унікальним для кожної конструктивної системи і залежить від її жорсткості та стійкості до дії статичного навантаження (в даному дослідженні — від 3% до 10%).
3. Запропонована комбінована стержнево-оболонкова модель є ефективним інструментом для інженерної практики, який дозволяє досягти високої точності розрахунку при значному скороченні обчислювальних ресурсів.
4. Спрощена квазістатична методика, регламентована чинними нормативними документами, не забезпечила необхідної точності для аналізу прогресуючого обвалення рам натурного експерименту.

### **Список використаних джерел.**

- [1] G.-Q. Li, L.-L. Li, B. Jiang та Y. Lu, “Experimental study on progressive collapse resistance of steel frames under a sudden column removal scenario”, J. Constructional steelres., т. 147, с. 1–15, серп. 2018. Дата звернення: 19 лип. 2025. [Онлайн]. Доступно: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.03.023>
- [2] Розрахунок будівель на стійкість до прогресуючого (непропорційного) обвалення, ДСТУ 9294:2024, Київ, 2025.



## **ОСНОВНІ ЗМІНИ НОВОЇ РЕДАКЦІЇ ЄВРОКОДУ-5 З ПРОЕКТУВАННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

А.М. Бідаков<sup>1</sup> д.т.н., доц.

<sup>1</sup>Харківський національний університет міського господарства імені

О.М. Бекетова, Україна

**Вступ.** Динамічний розвиток нових матеріалів на основі деревини та значний технологічний стрибок у методах виробництва деталей каркасів будівель потребує певних відповідних змін у нормативній базі. В Європейських країнах, які є лідерами у будівництві з деревини, такі зміни вже напрацьовані і мають чіткий контур у вигляді вже сформованої проектної редакції Єврокоду-5 (prEN1995-1-1:2023) у розробці якої вдалось приймати участь. Об'єм змін та нововведень сягає не лише розширення існуючих рекомендацій і вказівок у рамках існуючих розділів, а також введені нові розділи та навіть розроблена нова частина якої раніше не було (prEN1995-3:2023 «**Execution**» або «**Виконання**»), яка вкрай важлива і визначає допуски по відхиленням на всіх етапах зведення будівлі. Таке доповнення є важливим особливо в ракурсі розвитку висотного будівництва житлових та громадських будівель з деревини, що постійно зростає і набуває популярності через низку об'єктивних переваг деревини як будівельного матеріалу з урахуванням сучасних цінностей.

**Мета роботи.** Аналіз основних змін нової редакції Єврокоду-5:2026 з проектування дерев'яних конструкцій та потенційні складності його імплементації в практичному використанні в Україні.

**Основний матеріал.** Повне оновлення єврокодів є певним викликом, який потребує не лише перелаштування інженерів проектувальників, науковців, але й потребує коригувань навчально-методичних матеріалів для підготовки студентів. Зміни нової редакції EN1995-1-1 за об'ємом зростає від

110 сторінок [3] до 440 сторінок [1] і за змістом додаються нові розділи та рекомендації стосовно: нових матеріалів на основі деревини і їх класифікація, з'являється 4 клас експлуатації дерев'яних конструкцій, розроблені рекомендації щодо проектних та експлуатаційних підсилень, введені вказівки щодо проектування та конструювання з'єднань на вклеєних стержнях і відповідний стандарт [4], додані алгоритми перевірки міцності вузлів за критерієм крихкого руйнування, вказівки по розрахункам трубчастих нагелів, врахування нелінійності при розрахунку елементів що зазнають згин зі стиском або розтягом, та врахування неоднорідностей і відхилень, як елементів будівлі, так і всього каркасу (рис. 2). Вище зазначені зміни напрацьовані у рамках 10 робочих груп (рис.1-а) комітету CEN/TC 250/SC 5 який займається розробкою Єврокоду-5. Враховуючи прийняту резолюцію (рис. 1-б) про спрощення Єврокодів, загальна кількість сторінок EN1995-1-1,-2, 2, 3 сягає 850 сторінок.

| CEN/TC 250/SC 5               |       |                     |
|-------------------------------|-------|---------------------|
| CLT                           | WG 1  | Wiegand (DE)        |
| TCC                           | WG 2  | Dias (PT)           |
| Cluster                       | WG 3  | de Prost (BE)       |
| Fire                          | WG 4  | Frangi (CH)         |
| Connections                   | WG 5  | Munch-Andersen (DK) |
| Bridges                       | WG 6  | Male (NO)           |
| Reinforcement                 | WG 7  | Dietrich (DE)       |
| Seismic design                | WG 8  | Fragiacomo (IT)     |
| Execution                     | WG 9  | Lawrence (UK)       |
| Basis of design and materials | WG 10 | Marcroft (UK)       |

а)

#### RESOLUTION 280 (CEN/TC 250, Helsinki, 18th June 2010)

*Subject: CEN/TC 250 – simplification of Eurocodes*

*CEN/TC 250 acknowledges the challenge established in the Programming Mandate M/466 addressed to CEN in the field of the Structural Eurocodes to examine the potential for simplification of rules in the further development of the Eurocodes. CEN/TC 250 agrees to work towards achieving such simplification in the further development of the Eurocodes to support the ease of their use by designers through:*

- (i) improving the clarity;*
- (ii) simplifying routes through the Eurocodes;*
- (iii) limiting, where possible, the inclusion of alternative application rules; (iv) avoiding or removing rules of little practical use in design;*

*CEN/TC 250 agrees that such simplification should be limited to the extent that it is technically justified and should seek to avoid additional and/or empirical rules for particular structure or structural-element types.*

*The resolution was agreed by unanimity.*

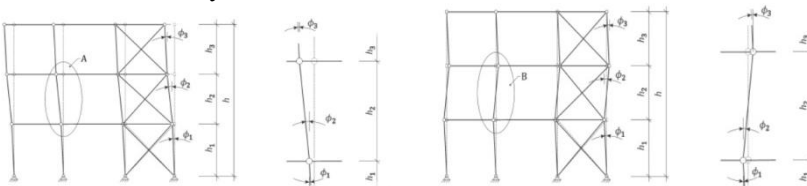
б)

Рис. 1. Структура (а) комітету CEN/TC 250/SC дерев'яні конструкції [8] та резолюція про спрощення єврокодів (б)

Суттєва кількість нових частин Єврокоду-5 є відомими для багатьох спеціалістів які працювали з німецьким національним стандартом DIN1052 [2] або DIN EN1995-1-1:2004 [6] з об'ємним національним додатком, австрійським стандартом ÖNORM B 1995-1-1:2015-06 [5] та Швейцарськими нормами SIA265. Багато рекомендацій та вказівок перенесено з

захіно-європейських країн які є лідерами і драйверами сучасного розвитку, дослідження та впровадження нових інноваційних рішень в дерев'яних конструкціях.

Оскільки стандартизація є кульмінацією успішних досліджень і розробок, які отримали позитивне застосування та визнання на практиці, і відповідно Європейської позиції щодо майбутньої стандартизації [7], гармонізовані технічні правила повинні бути розроблені для «загальних проектних випадків» і повинні містити «лише загальноприйняті результати досліджень та перевірені на основі достатнього практичного досвіду». Цільовою аудиторією таких правил є «компетентні інженери-будівельники, інженери-конструктори та геотехніки, як правило, кваліфіковані фахівці, здатні самостійно працювати у відповідних галузях».



а) відхилення колони у одному з напрямів 3-поверхової будівлі      б) відхилення колони у двох напрямках 3-поверхової будівлі

Рис.2 Відхилення від вертикалі для каркасів із в'язями.

**Висновки.** Впровадження нових європейських нормативних документів та гармонізація їх з національними нормами потребують не лише адаптації, але й розробки національного додатку з відображенням сталих вітчизняних підходів при проектуванні конструкцій та їх вузлів. Новий Єврокод-5 має цілу низку нових вимог та рекомендацій які створюють новий рівень щодо точності розрахунків, високої якості виробництва деталей каркасу, точність їх зведення та коректної експлуатації у відповідності до початкових технічних вихідних даних.

**Список використаних джерел.**

- [1] prEN 1995-1-1:2023. Eurocode 5: Design of timber structures — Common rules and rules for buildings — Part 1-1: General. CEN/TC 250/SC 5. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- [2] DIN 1052 - 2008-12 Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken - Allgemeine Bemessungsregeln und Bemessungsregeln für den Hochbau, 239s.
- [3] EN1995-1-1:2004. Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings, CEN, Brussels, Belgium.
- [4] EN 17334:2021. Glued-in-Rods in Glued Structural Timber Products — Testing, Requirements and Bond Shear Strength Classification. European Committee for Standardization CEN, Brussels, Belgium.
- [5] ÖNORM B 1995-1-1:2015-06. Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings - National specifications for the implementation of ÖNORM EN 1995-1-1, national comments and national supplements. ASI Austrian Standards Institute, Vienna, Austria.
- [6] DIN EN 1995-1-1/NA:2013. National Annex - Nationally determined parameters - Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag GmbH, Berlin, Germany.
- [7] CEN/TC 250 N1239. Position paper on enhancing ease of use of the Structural Eurocodes. CEN/TC 250 Document Ref. N1239, Brussels, Belgium, 2014.
- [8] Kleinhenz M., Winter S., Dietsch P. (2016), Eurocode 5 – A halftime summary of the revision process, Proceedings of 14th World Conference on Timber Engineering (WCTE), August 22-25, 2016, Vienna, Austria.



## **МЕТОДИ УРАХУВАННЯ СПІЛЬНОЇ ДІЇ КОРОТКОЧАСНИХ НАВАНТАЖЕНЬ**

В.А. Пашинський д.т.н., проф., М.В. Пашинський к.т.н., доцент  
Центральноукраїнський національний технічний університет

**Вступ.** Нормативні документи України [1, 2, 3] регламентують три різні способи урахування спільної дії короткочасних навантажень:

ДБН В.1.2-2:2006 зі змінами № 1 і № 2 [1] встановлюють роздільні коефіцієнти сполучення, залежні від часток діючих навантажень у складі сумарного зусилля в елементі конструкції. Для першого за значимістю навантаження  $\psi_1 = 1$ , для другого  $\psi_2 = 0,9$  і для усіх наступних  $\psi_3 = 0,7$ .

ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 [2], які імплементують європейські норми проектування EN 1990:2002, також встановлюють роздільні коефіцієнти сполучення. Провідне навантаження враховується з  $\psi_1 = 1,0$ , а супутні навантаження множаться на коефіцієнти сполучення  $\psi_1 = 0,3 \dots 1,0$ , залежні від виду навантаження та призначення будівлі, на яку воно діє.

ДСТУ Б В.2.6-210:2016 [3] рекомендує в перевірочних розрахунках конструкцій виробничих будівель, що перебувають в експлуатації, враховувати спільний коефіцієнт сполучення, який обчислюється залежно від часток снігового, вітрового та кранового навантажень у складі сумарного зусилля в елементі конструкції. Формула, наведена в [3], була отримана в дослідженні [4] шляхом статистичного аналізу значного обсягу реальних даних про навантаження від снігу, вітру та мостових кранів. Це дозволяє вважати вказівки [3, 4] статистично обґрунтованими та достовірними.

**Мета роботи** полягає в порівнянні й обґрунтованому виборі раціонального правила сполучення короткочасних навантажень при розрахунках несучих конструкцій.

**Основний матеріал.** Розглядається елемент конструкції, в якому за рахунок відповідного вибору коефіцієнтів впливу, сума

розрахункових зусиль від дії снігу, вітру та мостових кранів завжди дорівнює одиниці. Сумарні розрахункові зусилля від спільної дії трьох навантажень, обчислені за правилами норм [1], [2] й [5] для різних комбінацій часток навантажень порівнювалися з результатами обчислень за правилом [3]. Залежності сумарного розрахункового зусилля від часток навантажень утворюють провисаючі поверхні з мінімальними значеннями, отриманими при приблизно рівних частках врахованих навантажень.

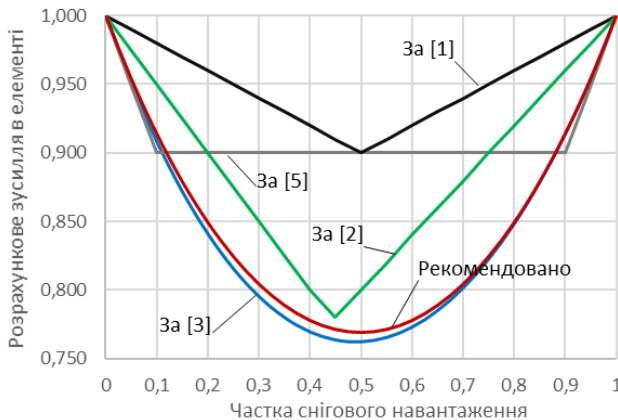


Рис. 1. Розрахункові зусилля в елементі від дії снігового та вітрового навантажень

У якості прикладу на рисунку 1 наведені графіки зміни розрахункових зусиль в елементі конструкції, обчислених згідно з правилами [1, 2, 3, 5], при урахуванні спільної дії снігового та вітрового навантажень. При обчисленнях за правилами [1] і [5] найменші значення розрахункових зусиль дорівнюють 0,9, а обчислення за правилами [2] й [3] дає істотно менші результати.

Узагальнені результати порівняння розрахункових зусиль, обчислених для усіх можливих комбінацій снігового, вітрового й кранового навантаження, наведені в таблиці 1, де вказані найменші розрахункові зусилля від дії двох і трьох навантажень, а також відсотки відхилення розрахункових зусиль, обчислених за правилами з [1], [2] і [5], від обчислених за ДСТУ [3].

Таблиця 1

Порівняння розрахункових зусиль в елементах конструкцій,  
обчислених за різними нормами

| Методи визначення            | Найменші зусилля<br>від |                  | Відхилення від даних<br>[3] у бік: |                 |         |
|------------------------------|-------------------------|------------------|------------------------------------|-----------------|---------|
|                              | двох<br>навант.         | трьох<br>навант. | зменше<br>ння                      | збіль-<br>шення | середні |
| ДБН В.1.2-2:2006 2020 р. [1] | 0,900                   | 0,810            | 0                                  | +21,8%          | +16,9%  |
| ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 [2]    | 0,780                   | 0,755            | 0                                  | +16,5%          | +10,2%  |
| ДСТУ Б В.2.6-210:2016 [3]    | 0,748                   | 0,702            | 0                                  | 0               | 0       |
| ДБН В.1.2-2:2006 2007 р. [5] | 0,900                   | 0,900            | -1,6%                              | +28,2%          | +16,7%  |

З рисунка 1 і таблиці 1 видно, що обчислення за [3] загалом дають найменші значення розрахункових зусиль. Зусилля, обчислені за правилами норм [1, 2, 5] для усіх можливих комбінацій часток снігового, вітрового й кранового навантаження, у середньому перевищують значення [3] на 10,2...16,9%, а найбільші відхилення становлять 16,5...28,2%.

Не дивлячись на дуже різну природу та різко відмінні статистичні характеристики снігового, вітрового й кранового навантажень, поверхня коефіцієнтів сполучення (1) близька до симетричної. Це дозволило узагальнити формулу, наведені в [3], на довільну кількість  $N$  довільних навантажень

$$\psi = \sum_{i=1}^N \frac{C_i}{1,6 - 0,6 C_i}, \quad (1)$$

де  $C_i$  – частка  $i$ -того короткочасного навантаження у складі сумарного зусилля.

Прийнятий у формулі (2) коефіцієнт 1,6 забезпечує мінімально необхідний запас надійності порівняно з формулою, наведеною в [3]. Відхилення значень, обчислених за (1) від формули з [3] змінюються від -0,12% до +2,9% і в середньому становлять +1,2%. Зображена на рисунку 1 рекомендована крива коефіцієнтів сполучення зусиль від снігового та вітрового навантажень (1) проходить дещо вище від значень, обчислених згідно з [3]. Мінімальний коефіцієнт сполучення при урахуванні

двох навантажень становить 0,769, трьох – 0,714, чотирьох – 0,690, а п'яти – 0,676.

Частки зусиль в елементах, що працюють на прості види деформацій (розтяг, стиск, згин) визначаються за співвідношенням розрахункових зусиль від діючих навантажень. При складних видах деформацій (наприклад, позацентровий стиск) частки зусиль від діючих навантажень зазвичай визначаються за співвідношеннями максимальних крайових напружень в перерізі, що легко реалізується при перевірочних розрахунках конструкцій з відомими перерізами елементів.

При новому проектуванні відомі лише габарити перерізів елементів, що не дозволяє визначити крайові напруження. У цьому випадку частки навантажень у складі сумарних зусиль в елементах зі складним напруженим станом рекомендується визначити за співвідношенням умовних зусиль в половиних перерізу, які визначаються через плече внутрішньої пари сил  $Z$ , залежне від висоти перерізу  $H$ . Для прокатних двотаврів  $Z \approx 0,8 \times H$ , для прямокутних труб  $Z \approx 0,7 \times H$ , а для дерев'яних елементів прямокутного перерізу  $Z = 0,5 \times H$ . За результатами аналізу різних профілів встановлено, що похибки обчислення коефіцієнтів сполучення (1) унаслідок неточного визначення часток навантажень за таким способом не перевищують 1,3% для прокатних двотаврів, 3,1% для прямокутних труб і 4,4% для суцільних прямокутних перерізів. Уточнення коефіцієнтів сполучення та розрахункових зусиль в елементах можливе шляхом виконання повторного розрахунку конструкції з перерізами, підібраними за результатами першого проєктного розрахунку. Такий підхід є цілком реальним при використанні сучасних розрахункових програмних комплексів.

**Висновки.** Отримані результати вказують на доцільність визначення коефіцієнтів сполучення навантажень від снігу, вітру та мостових кранів за формулою (1). Частки зусиль в елементах зі складним напруженим станом визначаються за співвідношенням крайових напружень або умовних зусиль в половиних перерізу, прикладених у центрах ваги цих половин.

**Список використаних джерел.**

- [1] ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі зміною № 1 і № 2. К.: Мінбуд України, 2020.
- [2] ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 (EN 1990:2002, IDT). Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Настанова. Основи проектування конструкцій. К.: Мінрегіон України, 2009.
- [3] ДСТУ Б В.2.6-210:2016. Оцінка технічного стану сталевих будівельних конструкцій, що експлуатуються. К.: Мінрегіон України, 2016.
- [4] В.А. Пашинський Сполучення зусиль від атмосферних і кранових навантажень, що діють на сталеві каркаси одноповерхових виробничих будівель (рос.): Автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01. М., 1986.
- [5] ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. К.: Мінбуд України, 2007.



## **УДОСКОНАЛЕННЯ СВІТЛОПРОЗОРИХ ОГОРОДЖУВАЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ У ЧАСТИНІ СТІЙКОСТІ ДО УДАРНИХ НАВАНТАЖЕНЬ**

М.О. Орленко, аспірант

Київський національний університет будівництва та архітектури

**Вступ.** Світлопрозорі огороджувальні конструкції (СОК) — ключовий елемент будівельної оболонки, що поєднує природне освітлення, енергоефективність та безпеку. В умовах сучасних ризиків — від техногенних інцидентів до воєнних загроз — критичною стає здатність СОК протистояти ударним навантаженням повітряної ударної хвилі. Українська практика масово експлуатує віконно-дверні системи і фасади, спроектовані переважно під експлуатаційні дії (вітер, температура), тоді як поведінка під короткочасними імпульсними діями залишається недостатньо регламентованою і перевіряється точково. Це створює прогалину між вимогами реальної безпеки та типовими рішеннями ринку. Дослідження спрямоване на системне порівняння європейських практик і українського досвіду, експериментальну верифікацію на полігоні та чисельне моделювання, щоб виявити тенденції, визначити слабкі місця СОК і запропонувати конструктивні підсилення.

**Мета роботи.** На основі аналізу українського та європейського досвіду, серії натурних полігонних випробувань за ДСТУ EN 13123-2/13124-2 та чисельного моделювання методом скінченних елементів виявити тенденції й критичні слабкі місця світлопрозорих огороджувальних конструкцій та розробити і верифікувати підходи до їх підсилення для забезпечення максимальної стійкості до ударних навантажень (підвищення/досягнення рівнів EXR).

**Основний матеріал.** Нормативно-методична база. За основу прийнято підхід EN 13123-2 (класифікація EXR) та EN 13124-2 (методика відкритого полігону) для оцінювання реакції



вікон/дверей/фасадів на дію повітряної ударної хвилі. Для зіставності розглянуто відповідності критеріям ISO 16933 та ASTM F1642 (класи пошкоджень/летючих уламків, граничні стани). Це дозволяє інтерпретувати результати в міжнародному контексті і транслювати їх у практичні вимоги.

### **Експериментальна програма (полігонні випробування).**

Проведено серію випробувань зразків віконних блоків у близьких до репрезентативних габаритах (порядку 1,5–1,8 м по висоті/ширині) для рівнів EXR1(NS) та EXR2(NS). Варіювались:

- склопакет: товщина зовнішніх листів (4–6 мм), кількість і схема ламінування, загальна товщина пакета ( $\approx 44$ –48 мм), тип заповнення;
- профільна система: ПВХ, ПВХ з алюмінієвою накладкою, алюмінієві системи підвищеної жорсткості;
- фурнітура/замикання: різні конфігурації притискання і контурів блокування;
- монтаж: рамні кріплення, дистанціювання, герметизація стиків.

Умови випробувань приймалися за EN 13124-2: заряд ВР над ґрунтом, контроль параметрів імпульсу/тиску; критеріями придатності були відсутність небезпечної фрагментації із тильного боку, непройденість калібра ( $\approx \varnothing 10$  мм) через тріщини/щілини, утримання заповнення та елементів.

### **Ключові спостереження (тенденції та вразливості).**

- Склопакет і ламінування (тріплекс) клас Р4А — перша лінія оборони. Збільшення товщини зовнішнього листа до 6 мм у поєднанні з багатошаровим ламінуванням істотно зменшує ризик утворення небезпечних уламків і підвищує ймовірність відповідності EXR2(NS). Пакети з тоншим зовнішнім склом (4 мм) та загартованими



склом (ESG) демонструють неконтрольовані руйнування.

- Рамно-створковий контур і жорсткість профілю. Алюмінієві системи або ПВХ з зовнішніми АІ-накладками краще утримують склопакет в імпульсній фазі та знижують ризик виштовхування заповнення. Критичні місця — кути стулок і зоні петель/передачі навантаження.
- Фурнітура і режим замикання. Підвищені класи протизламності (RC2+) з безперервним контуром притиску позитивно впливають на збереження геометрії під ударним імпульсом. Локальні «вікна» без замикання провокують розкриття зазору й втрату утримання пакета.
- Монтаж і крайові зони. Недостатнє рамне кріплення, короткі/рідкі анкери в т.ч і анкерні пластини, слабка крайова герметизація збільшують деформації рами і ризик втрати цілісності стиків. Еластичні матеріали з належною адгезією та коректна схема кріплень критично важливі.

## **Висновки.**

Узагальнені підходи до підсилення СОК.

- Заповнення: зовнішні листи не менше 6 мм; раціональні схеми багат шарового ламінування з урахуванням післяруйнівної несучої здатності (post-breakage) мінімум клас Р4А.
- Рамно-створковий контур: підвищення жорсткості (перехід на АІ-системи або ПВХ+АІ-накладки), контроль геометрії кутів, підсилення зон петель і замикання.
- Фурнітура: безперервний замикальний контур, достатній притиск, анкерні/петльові елементи з підвищеною несучою здатністю, мінімум клас RC2





- Монтаж: вивірена схема анкерування, допуски та матеріали герметизації, перевірка крайових зон (вузлів примикання) на сумісність із імпульсними переміщеннями.

Запропоновані рішення підтверджені експериментально (набором зразків, що досягли EXR1–EXR2) що відтворили характер руйнувань/деформацій.

### **Список використаних джерел.**

1. ДСТУ EN 13123-1:2019. Вікна, двері та жалюзі. Стійкість до вибуху. Класифікація. Частина 1: Метод випробування в ударній трубі. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2019. 12 с
2. ДСТУ EN 13123-2:2006. Вікна, двері та жалюзі. Стійкість до вибуху. Класифікація. Частина 2: Полігонне випробування. Київ: Держспоживстандарт України, 2008. 2 с.
3. ДСТУ EN 13124-1:2019. Вікна, двері та жалюзі. Стійкість до вибуху. Метод випробування. Частина 1: Ударна труба. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2019 11 с.
4. ДСТУ EN 13124-2:2006. Вікна, двері та жалюзі. Стійкість до вибуху. Метод випробування. Частина 2: Полігонне випробування. Київ: Держспоживстандарт України, 2008. 11 с.
5. ДСТУ EN 13541:2014. Склопакети. Вибухостійке захисне скління. Випробування та класифікація. Київ: Міністерства економічного розвитку і торгівлі України, 2014. 10 с
6. ASTM F1642/F1642M-17. Standard Test Method for Glazing and Glazing Systems Subject to Airblast Loadings. ASTM International, 2017. 6 с.
7. ISO 16933:2007-07. Glass in building — Explosion-resistant security glazing — Test and classification for arena air-blast loading. International Organisation for Standardisation, 2007. 22 с.

## **ЧИСЕЛЬНЕ ТА ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ КРУГОВОЇ АРКИ**

М.Г. Сур'янінов<sup>1</sup> д.т.н., проф., С.П. Неутов<sup>1</sup> к.т.н., доц.,

В.М. Сур'янінов<sup>1</sup> доктор філософії

<sup>1</sup>Одеська державна академія будівництва та архітектури

**Вступ.** Арка є одним із найдавніших конструктивних елементів. Область застосування арок надзвичайно широка – павільйони, криті ринки, ангари, спортивні зали, водопропускні труби, тунелі, мости, підземні арокні конструкції тощо. За витратою матеріалу арки виявляються значно вигіднішими, ніж балкові та рамні системи. Крім того, арки прості у виготовленні та монтажі.

**Мета роботи** — чисельне та експериментальне дослідження несучої здатності кругової бетонної арки для отримання інформації про методи її подальшого підвищення шляхом стрижневого чи дисперсного армування. Роботу виконано в рамках держбюджетної теми МОН України «Аналітичні, експериментальні та комп'ютерні дослідження стрижневих систем, плит і оболонок з сталевібробетону» (номер державної реєстрації: 0121U111757).

**Основний матеріал.** Двошарнірна арка виготовлена з бетону С16/20. Одночасно з цього замісу були виготовлені зразки-куби з розміром ребра 10 см, які випробувані на стиск згідно [1]. Для реалізації реальних схем завантаження арок виготовлений стенд [2]. Навантаження прикладалось невеликими ступенями для детального вивчення процесу деформування арки. На кожному щаблі фіксувалися показання вимірювальних приладів, як яких використовувалися індикатори годинного типу та тензодатчики. Для комп'ютерного моделювання та чисельного аналізу методом скінченних елементів використано програму ПК ЛІРА-САПР [3].



Перший та п'ятий тензодатчики розташовані біля опор. Третій – посередині прольоту на рівні «замку», а другий та четвертий – симетрично на половині стріли підйому.

Таблиця 1.

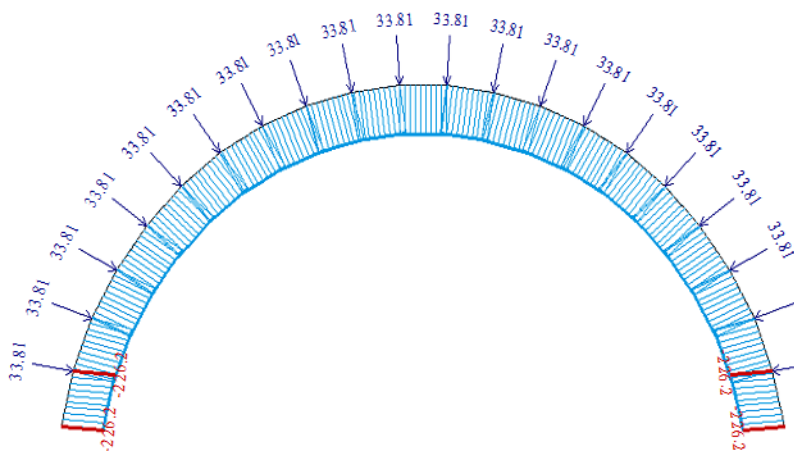
Результати розрахунку у ПК ЛІРА-САПР при  
навантаженні 710 кН

| №<br>елем | $N$<br>(кН) | $M_y$<br>(кН*см) | $Q_z$<br>(кН) | $G_x N$ , МПа | $G_x M$ , МПа | $G_x$ , МПа |
|-----------|-------------|------------------|---------------|---------------|---------------|-------------|
| 1         | 226,209     | 0,000            | 0,066         | 31,418        | 0,000         | 31,418      |
| 2         | 226,209     | 1,080            | 0,085         | 31,418        | 0,050         | 31,418      |
| 3         | 226,209     | 2,468            | 0,057         | 31,418        | 0,114         | 31,532      |
| 4         | 226,209     | 3,401            | 0,065         | 31,418        | 0,157         | 31,575      |
| 5         | 226,209     | 4,464            | 0,053         | 31,418        | 0,207         | 31,625      |
| 6         | 226,209     | 5,320            | 0,055         | 31,418        | 0,246         | 31,664      |
| 7         | 226,209     | 6,209            | 0,040         | 31,418        | 0,287         | 31,705      |
| 8         | 226,209     | 6,856            | 0,039         | 31,418        | 0,317         | 31,735      |
| 9         | 226,209     | 7,485            | 0,019         | 31,418        | 0,347         | 31,764      |
| 10        | 226,209     | 7,789            | 0,011         | 31,418        | 0,361         | 31,778      |
| 11        | 226,209     | 7,975            | 0,000         | 31,418        | 0,369         | 31,787      |
| 12        | 226,209     | 7,975            | - 0,011       | 31,418        | 0,369         | 31,787      |
| 13        | 226,209     | 7,789            | - 0,019       | 31,418        | 0,361         | 31,778      |
| 14        | 226,209     | 7,485            | - 0,039       | 31,418        | 0,347         | 31,764      |
| 15        | 226,209     | 6,856            | - 0,040       | 31,418        | 0,317         | 31,735      |
| 16        | 226,209     | 6,209            | - 0,055       | 31,418        | 0,287         | 31,705      |
| 17        | 226,209     | 5,320            | - 0,053       | 31,418        | 0,246         | 31,664      |
| 18        | 226,209     | 4,464            | - 0,065       | 31,418        | 0,207         | 31,625      |

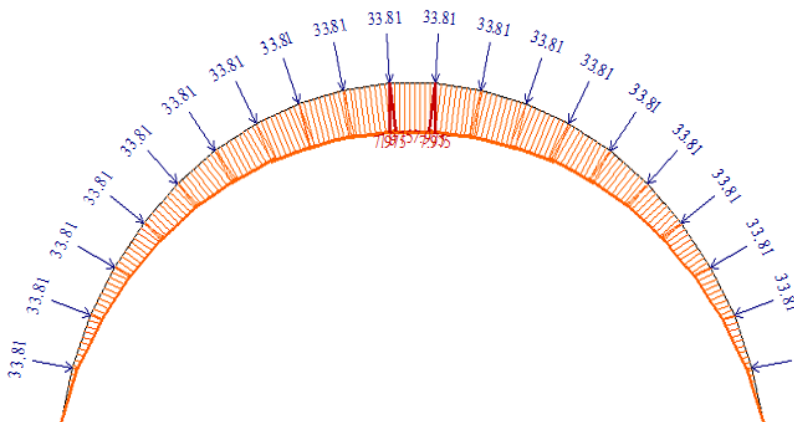
Обчислення проводилися при величинах навантаження, що відповідають ступеням навантаження в експериментальних дослідженнях. Оскільки при навантаженні 600 кН, що відповідає втраті несучої здатності арки в експерименті, величина  $G_x$ , визначена в ПК ЛІРА-САПР і відповідна кубикової міцності, була меншою, навантаження була збільшена і доведена до 710 кН. При цьому величина  $G_x$  досягла значення 31418 МПа (табл.

1), що дозволяє вважати теоретичне значення несучої здатності арки рівним 710 кН (рис. 1).

а)  
)



б)  
)



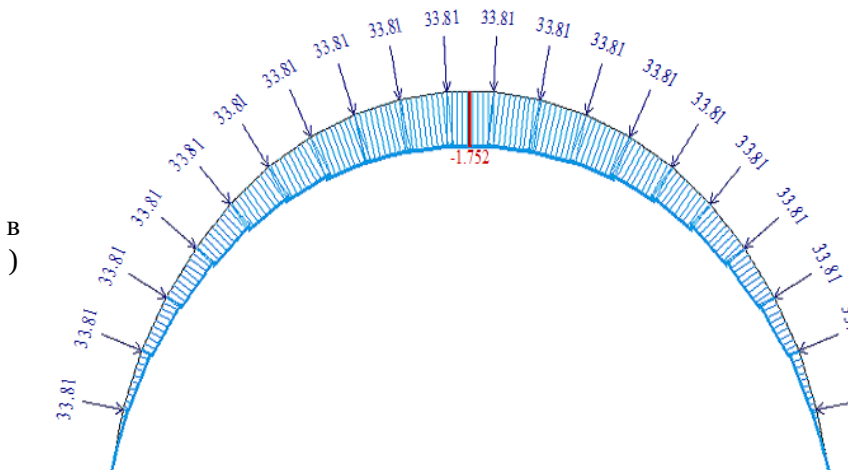


Рис. 1. Результати розрахунку при навантаженні 710 кН:  
а – поздовжні сили; б - згинальні моменти; в – переміщення

При випробуваннях було досягнуто руйнівне навантаження 600 кН, тобто несуча здатність арки, визначена експериментально, склала 0,845 від величини, отриманої шляхом чисельного аналізу. Результати експериментальних та чисельних досліджень свідчать про те, що при даній схемі навантаження у всіх поперечних перерізах арки виникають практично рівні напруження. Очевидно, що здатність конструкції можна підвищити за рахунок рівномірного дисперсного армування арки.

#### **Список використаних джерел.**

- [1] ДСТУ Б.В.2.7-214:2009. *Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками*. К.: Мінрегіонбуд України, 2010. 43 с. (Національний стандарт України).
- [2] Неутов С.П. *Стенд для визначення несучої здатності арокних конструкцій*. Патент на корисну модель №147543 від 19.05.2021 р..



[3] Д.А. Городецький, М.С. Барабаш, Р.Ю. Водоп'янов та ін. *Програмний комплекс ЛІРА-САПР. Навчальний посібник*. За ред. академіка О.С. Городецького. М.: Електронне видання, 2015. 376 с.

## **НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ПОШКОДЖЕНОЇ БАЛКИ, ПОСИЛЕНОЇ ФІБРОБЕТОНОМ**

М.Г. Сур'янінов<sup>1</sup> д.т.н., проф., С.П. Неутов<sup>1</sup> к.т.н., доц.,  
В.М. Сур'янінов<sup>1</sup> доктор філософії

<sup>1</sup>Одеська державна академія будівництва та архітектури

**Вступ.** Основними перевагами залізобетонних балок є їхня підвищена міцність, вогнестійкість, швидкість монтажу, довговічність, тому область їхнього застосування у будівництві величезна. Через різні причини ці конструкції можуть бути пошкоджені, це можуть бути як механічні пошкодження, пов'язані з руйнуванням бетону і корозією арматури в результаті тривалої експлуатації, так і пошкодження внаслідок воєнних дій. Особливо актуальною остання проблема стає, на жаль, в наш час. Не завжди доцільно змінювати конструкцію, в більшості випадків економічно вигідніше посилити пошкоджену частину без її повної заміни. Існує чимало способів посилення пошкоджених балок, і одним з перспективних є спосіб їх посилення сталевібробетоном.

**Мета роботи** — дослідження несучої здатності балки, пошкодженої під час бойових дій, яку посилили сталевібробетоном. Роботу виконано в рамках держбюджетної теми МОН України «Аналітичні, експериментальні та комп'ютерні дослідження стрижневих систем, плит і оболонок з сталевібробетону» (номер державної реєстрації: 0121U111757).

**Основний матеріал.** Розглянуту пошкоджену балку показано на рис. 1.

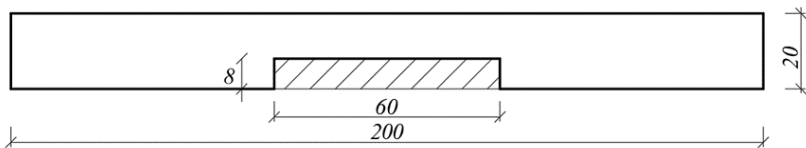


Рис. 1. Пошкоджена балка

Перед бетонуванням у зоні запланованого пошкодження встановлювався пінопластовий вкладиш, форма та розміри

якого відповідали запланованому пошкодженню. Після набору бетоном 70% марочної міцності вкладиш витягувався, а порожнина, що утворилася, заповнювалася 2% сумішшю з фібробетону. Через десять днів після бетонування отриманий зразок балки видаляли з опалубки і вручну очищали від пінопласту, за допомогою якого змодельоване пошкодження.

Для посилення зразка у пошкодженій зоні при замішуванні бетонної маси рівномірно додавалася фібра, загальний обсяг якої становив 2% обсягу самого виробу.

У ході попередніх досліджень виконали випробування призм та кубів, розмірами  $100 \times 100 \times 400$  мм та  $100 \times 100 \times 100$  мм відповідно, витриманих 28 діб з метою визначення механічних характеристик матеріалу. Призми та куби зроблено відповідно до нормативних документів [1, 2].

Дослідження проводили на балках прямокутного перерізу розмірами  $200 \times 120$  мм, армованих двома вертикальними каркасами (рис. 2). Нижня поздовжня арматура – А400  $\varnothing 12$  мм, верхня – А400  $\varnothing 8$  мм. Для поперечного армування використовували стрижні А240  $\varnothing 6$  мм із кроком 87,5 мм. У зоні прольоту зрізу поперечне армування виконане стрижнями А240  $\varnothing 4$  мм. Довжина прольоту зрізу  $2h_0$ . Робоча висота перерізу — 170 мм.

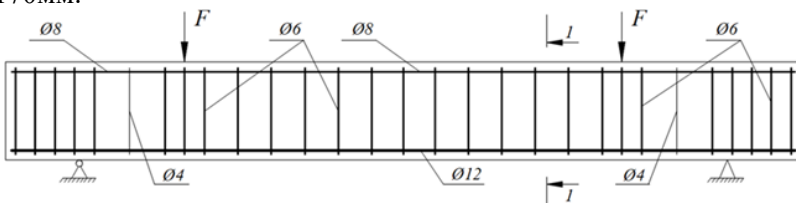


Рис. 2. Схема армування

До і після витримки записували показники приладів на кожному ступені навантаження. Фіксувались моменти появи тріщин, ширина їх розкриття, характер руйнування зразка, виконувались відповідні ескізи.

Конструкція розробленої авторами універсальної силової установки з пристроями (рис. 2) розрахована на створення двох вертикальних зосереджених сил з урахуванням пружної роботи



всіх її елементів. В середньому за висотою перерізу дослідного зразка на поверхні розташовані тензорезистори з метою визначення величини відносних деформацій бетону на кожному ступеню навантаження.



Рис. 2. Силова установка та розташування вимірювальних приладів

Несуча здатність посиленої балки склала 92,4 кН або 93,2 % несучої здатності непошкодженої балки. Тріщиноутворення почалося на 5-му етапі навантаження, коли величина навантаження становила 32,5кН, тобто 35,2% несучої здатності пошкодженої балки; з'явилася перша тріщина. Ще одна — на другому етапі. На 7-9 етапах навантаження утворилися ще 8 тріщин, а на 11-14 — останні шість. В зоні чистого вигину утворилося 4 тріщини. Загальна кількість — 19 тріщин. Максимальна кінцева ширина розкриття тріщин становила 0,8 мм.

Для комп'ютерного моделювання пошкоджених балок та визначення їх напружено-деформованого стану після підсилення різними методами в роботі використані два програмних комплекси — SOFiSTiK [3], та Autodesk Robot Structural Analysis [4].

У табл. 1 наведено результати експерименту та комп'ютерного аналізу у двох програмах.

Таблиця 1

Порівняння результатів експерименту та комп'ютерного аналізу

| Максимальний прогин, мм |       |             | Максимальне напруження, МПа |       |             |
|-------------------------|-------|-------------|-----------------------------|-------|-------------|
| SOFiSTiK                | Robot | Експеримент | SOFiSTiK                    | Robot | Експеримент |
| 4,30                    | 4,36  | 4,76        | 31,53                       | 31,10 | 31,76       |

Аналіз табл. 1 показує, що максимальна розбіжність у прогинах, отриманих за результатами експериментальних досліджень та скінчено-елементного аналізу у двох програмах складає 9,66 % (програма SOFiSTiK), у напруженнях — 2,1 % (програма Robot Structural Analysis).

Таким чином, визначено експериментально несучу здатність балки, пошкодженої у розтягнутої зоні. Посилення зразка здійснено фібробетоном. Руйнування відбувалося за похилими перерізами у приопорних зонах, де спостерігалось найбільш інтенсивне тріщиноутворення. У зонах підсилення фібробетоном тріщини практично відсутні.

#### Список використаних джерел.

- [1] ДСТУ Б.В.2.7-214:2009. *Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками*. К.: Мінрегіонбуд України, 2010. 43 с. (Національний стандарт України).
- [2] Єврокод 2. *Проектування залізобетонних конструкцій*. Частина 1-1. Загальні правила та правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT): ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 [Чинний від 2013-07-01]. К.: Мінрегіонбуд України, 2012. 311 с. (Національний стандарт України).
- [3] Кухтін В. Н., Булаєв І. В., Баранов І. С. Застосування розрахункового комплексу SOFiSTiK для розрахунку мостових конструкцій. Навчальний посібник. М.: МАДІ, 2015. 136 с.
- [4] Сухоруков В. В. Autodesk Robot Structural Analysis Professional. Проектно-обчислювальний комплекс: довідково-навчальний посібник. АСВ, 2009. 128 с.



## **EFFICIENT ALGORITHM OF THE BUCKLING LENGTHS METHOD IN ANALYSIS OF SPATIAL FRAME SYSTEMS FOR STABILITY**

E.I. Britvin <sup>1</sup> Ph.D , M. Eiseberger <sup>2</sup> Ph.D

<sup>1</sup> DANRAZ Ltd. Haifa, ISRAEL

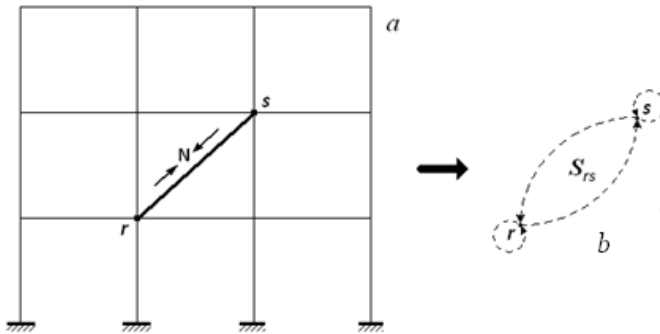
<sup>2</sup> Israel Institute of Technology, Haifa, ISRAEL

**Introduction.** Checking the local stability of rod elements is one of the most important tests required to ensure reliable operation of building structures. Domestic authors have made a significant contribution to the development of methods for analysis of the local stability of rod elements. Here, first of all, it is worth noting the works of G.I. Belyi [1] , A.V. Alexandrov [2,3], I.D. Grudev [ 4], G.A. Manuilov [5], A.M. Belostotsky [6,7], A.V. Perelmutter , V.I. Slivker [8] and many other authors. One of the most important methods for checking the local stability of members is the method of buckling lengths. The value of the method of buckling lengths lies in the fact that it provides a simple approach to assessing the stability of frame structure elements. It is based on solving the problem of longitudinal bending of a hinged member with a sinusoidal shape of the initial irregularity. As a result, the so-called centric compression stability coefficient  $\varphi$  is found, which allows one to calculate the longitudinal force at which a stress equal to the design resistance  $R_y$  arises in one of the rod fibers. If the rod attachment is anything other than hinged, then the problem of determining its boundary conditions arises. Since it is generally impossible to determine the boundary conditions for each individual rod (the boundary conditions for an individual rod are determined by the system of resistance reactions from all other structural elements), a certain structural fragment adjacent to the rod being tested is isolated and, introducing certain simplifying assumptions, the buckling problem is solved for the selected rod. The disadvantage of this approach is that, firstly, the isolated structural fragment does not always reliably provide the actual boundary conditions for the element being studied. Secondly, the critical load of an individual

member within a frame structure cannot be determined without taking into account the forces in the remaining structural elements, since the stress state in the remaining structural elements affects the end reaction stiffness of the selected member and changes its effective length. Thirdly, since each element requires an individual approach when exterminating the buckling length, this approach does not allow for a formalized the procedure of buckling lengths determination. This complicates its implementation within computer systems. Therefore, following this approach, the engineer is forced either to perform complex arithmetic calculations in advance or to use various reference books, which, as a rule, makes the analysis even more inaccurate. Seeking to avoid complex mathematical calculations, engineers often use the results of an overall stability analysis of the structure, a byproduct of which are the buckling lengths of rod elements. However, this approach always yields overestimated or significantly overestimated values (the problem of lightly loaded members), making them unsuitable for testing most structural elements.

**The aim of the work** is to develop an algorithmic method for determining the boundary conditions of the rod elements of a frame structure, allowing for the correct determination of their buckling lengths.

**Main material.** The structure shown in Figure 1,a is considered. Suppose we want to find the buckling length of the rod attached to nodes  $r$  and  $s$ . To do this, we need to construct a matrix of unit reactions of the system reduced to nodes  $r$  and  $s$  (Fig. 1,b ). We denote this matrix by  $\mathbf{S}_{rs}$ . Next, we exclude from this matrix the unit reactions of the element  $r - s$  itself, and instead of them we add the reactions of the same element as functions of the critical parameter  $\alpha = l\sqrt{N/EI}$ , where  $l$  – length of the rod,  $E$  – modulus of elasticity of the material,  $I$  – the moment of inertia of the cross-section of the rod, and  $N$  – the value of the axial force in the element. Let us denote the own matrix of unit reactions of the tested rod  $\mathbf{S}_M(\alpha)$ .



*Figure 1. a – design model of the structure; b – design model reduced to the attachment points of the tested element – all superimposed restrictions of the main system, except those superimposed on nodes  $r$  and  $s$ , are reset (dotted lines with arrows conventionally depict the mutual influence of the nodes).*

Then the problem of determining the buckling length of the element  $r - s$  will be reduced to solving the equation

$$\det [\mathbf{S}_{rs} - \mathbf{S}_M(\alpha_0) + \mathbf{S}_M(\alpha)] = 0$$

relative to the parameter  $\alpha$  (here  $\mathbf{S}_M(\alpha_0)$  is the matrix of unit reactions of the element  $r - s$  at the current value of the longitudinal force  $N_0$ ).

The main difficulty of this problem lies in forming the system's stiffness matrix, reduced to the rod attachment points. Using the well-known Gaussian elimination procedure for this purpose makes this task intractable, given that it must be repeated for each rod element. This paper demonstrates that the desired stiffness matrix can be obtained by inverting a specific structure formed from the elements of the system's flexibility matrix, and also proposes a method for forming the minimum required flexibility matrix structure.

**Conclusions** . The described method allows for a complete formalization of the procedure for calculating the buckling lengths



of rod elements in frame structures. The method takes into account the current stress state of the structure. A matrix of unit reaction from the side the rest of the structure is formed for each element and eigenvalues problem of longitudinal bending equation of the rod is solved. When searching for eigenvalues, the stress state in all elements of the system except the tested rod is fixed. The algorithm takes into account the interaction of each studied element with all other elements of the structure.

The constructed algorithm allows, in a limited time, commensurate with the expenditure of a conventional static calculation, to find an exact solution to the problem of eigenvalues for each rod and to determine the buckling lengths of all rod elements included in the structure.

### **Bibliography**

1. **Bely G.I.** On the calculation of elastic rods using a deformed scheme under the action of active and parametric loads // Mechanics of rod systems and continuous media. 1980. Pp. 41–48.
2. **Aleksandrov A.V.** The role of individual elements of the rod system during loss of stability. MIIT Bulletin . Scientific and technical journal. Issue 5. - Moscow: 2001, p. 46.
3. **Aleksandrov A.V., Travush V.I., Matveev A.V.** On the calculation of rod structures for stability. PGS Industrial and civil construction. - 2002. - No. 3. - P. 16-19.
4. **Grudev I.D., Artemov A.A.** Direct method for calculating compressed elements of steel structures as part of a building // Industrial and civil engineering. 2003. - No. 6. - pp. 34-36.
5. **Manuilov, G.A., Kositsyn S.B.** On the sensitivity of critical loads for two-parameter elastic systems to initial imperfections // Structural mechanics and calculation of structures. - 2008. - No. 5. - P. 12-18.
6. **Belostotsky A.M., Pavlov A.S.** Calculation of structures of large-span buildings taking into account physical, geometric and structural nonlinearities // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering . - 2010. - T. 6, No. 1-2. - P. 80-86.



7. **Belostotsky A.M., Akimov P.A., Pavlov A.S., Kaitukov T.B., Afanasyeva I.N.** On the development, study and verification of correct numerical methods for solving nonlinear problems of deformation, stability and postcritical behavior of thin-walled shell-rod structures // Structural mechanics and calculation of structures. 2014. No. 5 (256). P. 7-13.
8. **Perelmuter A.V., Slivker V.I.** Equilibrium stability and related problems. Volume III . – Moscow: SKAD SOFT Publishing House, 2011.

## **APPROACHES TO THE PROBABILISTIC ASSESSMENT OF TAILINGS DAM SLOPE STABILITY**

O.D. Radchuk, PhD student  
State University “Kyiv Aviation Institute”

**Introduction.** Traditional approaches for the quantitative assessment of slope stability in tailings storage facilities (TSFs), commonly used in engineering practice, primarily focus on determining the factor of safety ( $k_s$ ) and identifying either the potential failure surface or the already developed sliding zone. The calculated values of  $k_s$  represent the stability condition of the soil slope only at the specific moment when the geotechnical conditions match the parameters used as initial input data. In these analyses, it is generally assumed that the physical and strength properties of soils stay constant and homogeneous within the defined engineering-geological elements. The resulting deterministic values of  $k_s$  are then viewed as a criterion for the level of risk related to potential slope failure. This deterministic approach is also officially established in current regulatory documents [1, 2]. However, it is clear that the traditional deterministic methodology described does not provide an estimate of the probability of failure for these structures, and therefore cannot fully assess their reliability under changing natural and operational conditions.

**Purpose of the study.** Developing probabilistic methods for analyzing TSF, with the goal of obtaining well-supported reliability indicators for these structures, which has significant theoretical and practical importance for ensuring their safe and reliable operation.

**Main body.** When assessing the slope stability of TSF, engineers face several major challenges, with the following being the most critical:

- Variation in the technological parameters of the TSF (such as dam height and slope geometry) and changes in operational regimes over time make the selection of suitable





analytical models and load combinations significantly more complex.

- High variability and, in some cases, complete uncertainty in the physical and mechanical properties of hydraulic fill materials, dam body soils, and foundation.
- The need to consider the long-term performance of seepage control and drainage systems, along with the potential for liquefaction of hydraulically deposited tailings.

Over the past few decades, many efforts have been made to develop probabilistic methods for assessing the stability of soil slopes [3-5]. These methods vary in their assumptions, limitations, mathematical frameworks, and ability to address complex geotechnical problems. However, for tailings dams, which have specific structural, hydrogeological, and technological features, there are still no established methodologies that would allow performing probabilistic slope stability analyses of such structures

The core of probabilistic analysis in the quantitative evaluation of TSF slope stability is to determine the probability distribution function of the factor of safety. This function is derived based on the probability distributions of the physical and mechanical properties of the tailings, dam body, and foundation materials, as well as the applied loads and environmental effects (see Fig. 1).

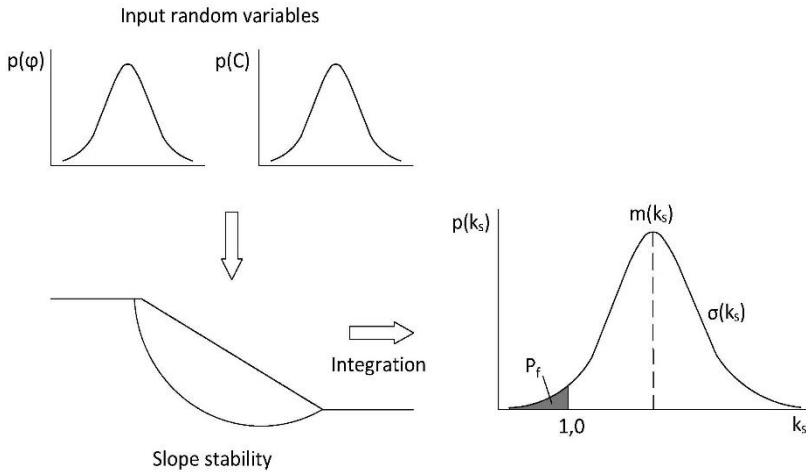


Fig. 1. Geometric interpretation of the probabilistic slope stability analysis

The result of modeling within the framework of the probabilistic approach to slope stability assessment is the probability distribution function of the factor of safety, which serves as the basis for determining the probability of slope failure in a tailings storage facility. In this context, the probability of failure is defined as the ratio between the number of model simulations in which  $k_s < 1$  and the total number of simulations performed:

$$P_f = \frac{\text{Number of simulations with } k_s < 1}{\text{Total number of simulations}} \quad \#(1)$$

Annual probability of tailings dam slope failure risk:

$$P_u = 1 - (1 - P_f)^{\frac{1}{T}} \quad \#(2)$$

where  $T$  is the estimated life cycle of the TSF.

It should be noted that due to the small values of  $P_f$ , the number of statistical simulations shall be relatively large to ensure sufficient reliability of the obtained results

An important indicator in probabilistic analysis is the reliability index ( $\beta$ ), which serves as a measure of normalization of the factor of safety with respect to its standard deviation:

$$\beta = \frac{k_s - 1}{\sigma_{k_s}}, \#(3)$$

where  $\sigma_{k_s}$  is the standard deviation of the safety factor.

This parameter enables the evaluation of a tailings dam's stability using reliability theory.

**Conclusions.** In general, probabilistic methods for analyzing the stability of tailings dam slopes are based on the same fundamental principles as deterministic methods (e.g., failure modes and limit equilibrium). However, they provide a significant advantage by allowing the quantitative assessment of various sources of uncertainty. Probabilistic approaches significantly aid in identifying and understanding the primary sources of risk, enhancing engineering judgment, and facilitating the rational comparison of the reliability of different design options. Ultimately, this results in more informed and objective decisions in the design and evaluation of such structures. Therefore, this approach serves as an essential complement to the traditional practice of conducting deterministic slope stability analyses for tailings dams.

### References.

- [1] *Hydraulic Structures. General principles*, DBN V.2.4-3:2010, Kyiv, 2010.
- [2] *Tailings Storage Facilities and Sludge Ponds. Part I. Design. Part II. Construction*, DBN V.2.4-5:2012, Kyiv, 2012.
- [3] J. Huang, D. V. Griffiths, G. A. Fenton, "System Reliability of Slopes by RFEM", *Soils and Foundations*, vol. 50, № 3, pp. 343-353, Jun. 2010, doi:10.3208/sandf.50.343.
- [4] S. Javankhoshdel, N. Luo, R. Bathurst, "Probabilistic analysis of simple slopes with cohesive soil strength using RLEM and RFEM", *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, № 11, pp. 231-246, Sep. 2016, doi: 10.1080/17499518.2016.1235712.
- [5] S. Cho, "Probabilistic Assessment of Slope Stability That Considers the Spatial Variability of Soil Properties", *Journal of*



**CIDS 2025**

**30-31 жовтня КИЇВ**

---

*Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 136, № 136,  
pp. 975-984, Jan. 2009, doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.000003.

## **ANALYSIS OF THE STRUCTURAL PERFORMANCE OF FLAT SANDWICH PANELS**

Yuliia Vershkova<sup>1</sup>, Viacheslav Chaban<sup>2</sup>, Denys Volchok<sup>4</sup>,  
Davydov I. I.<sup>4</sup>

SEI «Prydniprovskia State Academy of Civil Engineering and  
Architecture» of the Ukrainian State University of Science and  
Technology»

**Introduction.** Sandwich panels are widely used in modern construction due to their low weight, energy efficiency, ease of installation, and high thermal insulation, making them suitable for enclosing, roofing, and load-bearing structures. However, their behavior under complex loading conditions, particularly in multi-span systems, remains insufficiently studied, which can lead to local or total failures. The EN 14509:2019 standard defines technical, mechanical, and thermal requirements for such panels, as well as testing and certification procedures. Foundational works by H. G. Allen (1969) and J. M. Davies (2001) laid the theoretical basis for understanding their bending, buckling, and failure mechanisms, forming the core of analytical and numerical methods now used to evaluate and optimize the load-bearing capacity and reliability of sandwich panels.

**Purpose of the work.** The aim of this research is to determine the load-bearing capacity of flat sandwich panels by integrating experimental testing, analytical calculations, and numerical simulation in order to identify the most accurate and reliable approach for predicting their structural behavior under various loading conditions.

**Experimental Study.** Bending tests were performed on three wall panels of varying lengths (1.22 m, 2.42 m, 3.92 m) and constant thickness of 100 mm, with facing thicknesses of 0.5–0.63 mm. Single-, two-, and three-span support schemes were tested. The panels were made of galvanized steel cladding (DX51D) and mineral wool cores.

Single-span testing showed that maximum deflection of 12 mm corresponded to a destructive force of 5.06 kN. Failure occurred primarily due to shear deformation of the core and delamination of the insulation from the facings. Two-span panels failed at 11.26 kN due to local buckling of the lower facing, while three-span panels failed at 17.0 kN with delamination and bending of the upper facing. Shear and bending were identified as the dominant failure mechanisms, with transverse forces controlling short-span panels and bending moments becoming significant for longer spans.



Fig. 1. Layering of the insulation on the support to a width of up to 4.5 mm after applying the maximum load

**Analytical Study.** Analytical calculations were based on classical sandwich theory, assuming linearly elastic facings and shear-compliant cores. Bending moments were divided between the facings and core, while shear forces were absorbed mainly by the core. Geometric parameters and axial moments of inertia were used to calculate stress distribution and deflections. For a single-span panel of 1.22 m with 100 mm thickness and 0.45 mm facing, the theoretical load-bearing capacity was 4.28 kN/m<sup>2</sup>, compared to 4.43 kN/m<sup>2</sup> obtained experimentally, yielding a relative error of 3.39%. Multi-span calculations showed only minor differences in load-

bearing capacity compared to single-span panels. The results confirmed that panel thickness strongly affects capacity, while cladding thickness has a secondary effect.

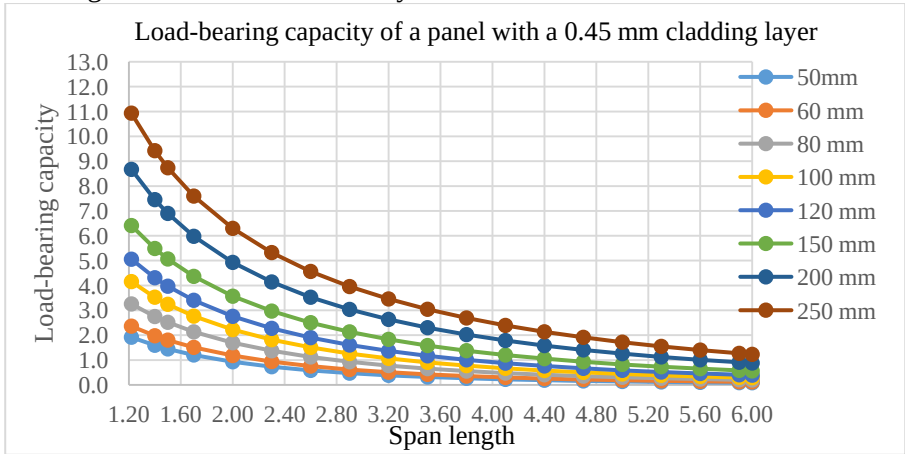


Fig. 2 Graph of bearing capacity from span

**Numerical Study.** Finite element modeling in ANSYS was performed for a single-span 1.22 m panel with a 100 mm core and 0.5 mm facings. Facings were modeled with shell elements, and the core as a solid with elastic properties. A bonded interface was assumed between facings and core. Maximum displacement under a load of 4.43 kN/m<sup>2</sup> was 11.35 mm, with von Mises stresses of 19 MPa concentrated in the steel facings, and maximum core shear stress of 0.85 MPa. Numerical results closely matched experimental and analytical data, confirming the validity of the simulation, though bonded contact may overestimate interface continuity.

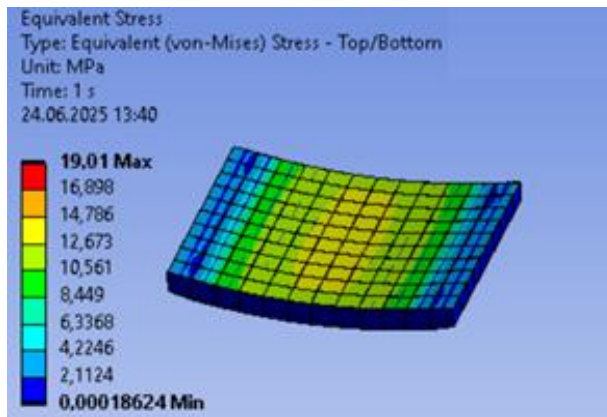


Fig. 3 Equivalent stress

**Conclusions.** The study demonstrates that the load-bearing capacity of sandwich panels depends primarily on core properties and span length. Short-span panels fail due to shear in the core, while long-span panels are more affected by bending and local buckling of facings. Analytical and numerical methods provide accurate predictions of panel behavior, with relative errors below 5.5% compared to experiments. The integration of experimental, analytical, and numerical approaches allows for reliable design and optimization of sandwich panels, reducing the need for extensive physical testing. Future research will focus on dynamic testing, including vibration response and damping characteristics.

### References.

- [1] I. Б. EN 14509:2017. Self-supporting double skin metal faced insulating panels. Factory made products. Specifications, Brussels (2017). <https://uscc.ua/uploads/page/6294a9be83e6c.pdf>
- [2] J.M. Davies Examples of Calculation Procedures. Lightweight Sandwich Construction. Oxford, UK. P. 346–367. URL: <https://doi.org/10.1002/9780470690253.ch14>.
- [3] Allen H. G: Bending and buckling of isotropic sandwich panels with very thin identical faces (Ritz method). Analysis and Design of Structural Sandwich Panels. P. 76–98. Elsevier (1969) URL: <https://doi.org/10.1016/b978-0-08-012870-2.50009-2>





## **NUMERICAL MODELING OF BOLTED JOINTS IN THIN-WALLED STEEL STRUCTURES USING SCAD OFFICE FOR MODAL ANALYSIS**

M.O. Vabishchevych<sup>1</sup> d.t.s. prof., O.P. Dedov<sup>1</sup> d.t.s. prof.,  
D.O. Savchuk<sup>1</sup> postgraduate

<sup>1</sup> Kyiv National University of Construction and Architecture

**Introduction.** Bolted joints play a critical role in the structural integrity of thin-walled steel systems, especially in dynamic environments. This study explores the modeling of such connections using SCAD Office, a specialized environment for structural analysis and design.

**Purpose of the Study.** The research aims to develop and validate a computational model of bolted joints in thin-walled cold-formed steel profiles within SCAD Office. The goal is to ensure accurate simulation of joint behavior under dynamic loads, contributing to predictive monitoring and safer design practices.

**Main Material.** The core of this study involves the numerical modeling of bolted joints in thin-walled cold-formed steel profiles using SCAD Office. The structural system (fig. 1) under investigation consists of primary and secondary C-shaped beams made of S390GD-Z275MA steel with a wall thickness of 4 mm. These elements are connected via M12 bolts (strength class 8.8) and an L-shaped steel plate (S350GD+Z275, 3 mm thick), forming a representative joint configuration for dynamic analysis.

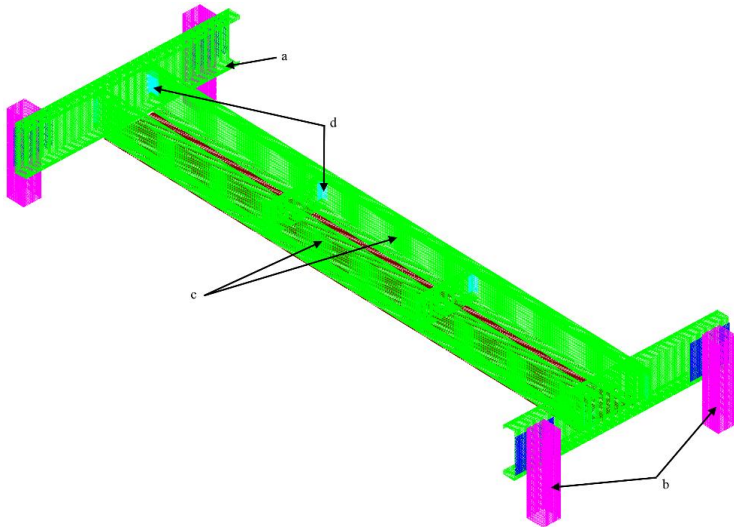


Fig 1. Calculation model of the studied structure

The bolted connection (fig. 2) is simulated by combining the aggregation of node displacements along projection axes of the holes (fig. 3) of the adjacent elements along three projection axes. The welded connection of the support post with the plate is simulated by combining aggregation of node displacements along projection axes and rotational movements around axes of the nodes located in the weld zone.

To verify the SCAD Office model, results were compared with simulations performed in Abaqus and validated against experimental data obtained at the KNUBA laboratory. The high correlation between numerical and physical results confirms the adequacy of the SCAD-based approach for predicting joint performance under dynamic loads.

**Conclusions.** The SCAD Office model demonstrated high fidelity when compared with Abaqus simulations and experimental data. This confirms its reliability for simulating joint behavior and supports its use in dynamic monitoring systems for real-world structural applications.

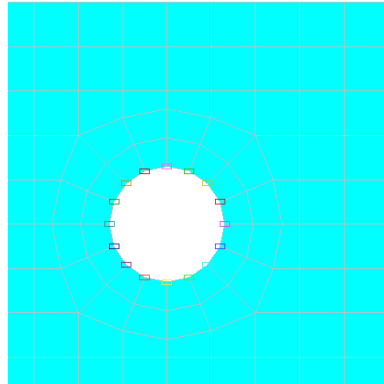


Fig 2. Bolted connection of profiles. Fig 3. Fragment of a connecting plate.

### References.

1. Vabishchevych M.O., Dedov O.P., Savchuk D.O. The current state of the problem of numerical investigation of metal structure refusal based on dynamic monitoring // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles. – K.: KNUBA, 2024. – Issue. – P. 52-57. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2024.112.52-57>
2. Y. Maggi, R. Gonçalves, R. Leon and L. Ribeiro, "Parametric analysis of steel bolted end plate connections using finite element modeling", in Journal of Constructional Steel Research, Vol. 61(5). Elsevier, 2005, pp. 689-708.
3. F. Liu, M. Shan, L. Zhao and J. Zhang, "Probabilistic bolt load distribution analysis of composite single-lap multi-bolt joints considering random bolt-hole clearances and tightening torques", in Composite Structures, Vol. 194 (15). Elsevier, 2018, pp. 12-20.
4. M.D. Elliott, L.H. Teh and A. Ahmed, "Behaviour and strength of bolted connections failing in shear", in Journal of Constructional Steel Research, Vol. 153. Elsevier, 2019, pp. 320-329.



5. B. Farahmand, Fracture mechanics of metals, composites, welds, and bolted joints: application of LEFM, EPFM, and FMDM theory. Springer, 2001.
6. T.S. Kim, J.H. Yoo and C.W. Roeder, "Experimental investigation on strength and curling influence of bolted connections in thin-walled carbon steel", in Thin-Walled Structures, Vol. 9. Elsevier, 2015, pp. 1-12.
7. C. Yu and M. Panyanouvong, "Bearing strength of cold-formed steel bolted connections with a gap", in Thin-Walled Structures, Vol. 67. Elsevier, 2013, pp. 110-115.
8. EN 1991-1-1:2002 Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings. 2002.
9. DSTU EN 15048-1:2017. Non-preloaded structural bolting assemblies. Part 1: General technical requirements. Kyiv: SE "UkrNDNC", 2017.
10. Vabishchevych M.O., Dedov O.P., Diachenko O.S., Lytvyn O.V. Research of the design of a T-shaped node of cold-rolled profiles, the connection of which is made by a plate using a bolt connection // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific and technical collected articles – K.: KNUBA, 2025. – Issue 114. – P. 62-75. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2025.114.62-75>



## **BUILDING CONSTRUCTIONS UNDER THE IMPACT EXTREME LOADING: PROGRESSIVE DESTRUCTION ANALYSIS, LEVELING, REPAIR**

S. Yu. Fialko<sup>1,2</sup> Dr. Eng. Hab., Professor of University

<sup>1</sup>Cracow University of Technology, Kraków, Poland,

<sup>2</sup>SCAD Soft software company, Kyiv, Ukraine.

**Introduction.** The problem of numerical modeling of the behavior of buildings and structures exposed to extreme loads is considered: strong seismic impact or the impact of explosive loads caused by the impact of a drone, artillery shell, or missile is analyzed.

**Objective.** Development of an effective numerical approach and software that allows modeling not only the stage of exposure to extreme loads, but also the stages of leveling and repair, if the latter are possible.

**Problem formulation.** We use nonlinear dynamic analysis of structural behavior, accounting for the plastic properties of concrete and steel, applying the elements of damage mechanics when strains exceed their limit values, and geometric nonlinearity based on updated Lagrangian formulation. A new method for removing or adding bearing structural elements at given time moments is proposed according to the accepted scenario. This method does not require any prior knowledge about internal forces in removing finite elements and allows us to consider not only the instantaneous deletion or addition of elements, but also the deletion or addition extended by a given time interval.

Constitutive relationships for concrete and steel are based on the plastic flow theory. A non-circular paraboloid is used as a yield surface for concrete. The destruction of concrete in the tensile zone begins as soon as the reduced strain exceeds the strain corresponding to the achievement of the strength of concrete in tension. In the compression zone, the destruction of concrete begins when reduced strain exceeds the limit strain in compression. The damping

parameter is used to model destruction. The von Mises yield law with kinematic hardening is applied for steel.

The triangular and quadrilateral locking-free isoparametric Mindlin-Reissner finite elements with inclusions are used for simulating slabs, walls, and staircase-elevator blocks. The S.P. Timoshenko spatial frame finite element is used for modeling columns, bars, and pylons.

We obtain the Cauchy problem:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{f}^{\text{int}}(\mathbf{u}, t) + \mathbf{\Gamma}(t)\mathbf{u}(t) = \mathbf{f}^{\text{ext}} + \mathbf{f}^{\text{dyn}}(t) + \mathbf{\Gamma}(t)\bar{\mathbf{u}}(t), \quad \mathbf{u}(0) = \mathbf{u}_0, \quad \dot{\mathbf{u}}(0) = \mathbf{v}_0, \quad (1)$$

where  $\mathbf{M}$  and  $\mathbf{C}$  are mass and dissipation matrices,  $\mathbf{u}$  – displacement vector,  $\mathbf{f}^{\text{int}}$  – nonlinear operator, returning a vector of internal forces,  $\mathbf{f}^{\text{ext}}$ ,  $\mathbf{f}^{\text{dyn}}(t)$  – vector of external static forces (dead and operating load) and vector of dynamic forces,  $\mathbf{\Gamma}(t)$  – diagonal matrix appearing due to application of a penalty parameter method to set the imposed displacements  $\bar{\mathbf{u}}(t)$  at the leveling stage and to remove it at the repair stage. The implicit  $\alpha$ -HHT method is applied to solve the Cauchy problem (1). The details of progressive collapse analysis, as well as finite element library and parallel numerical methods for fast solution of (1) is presented in [1] and [2].

At the end of each stage, the displacement and velocity vectors, configuration of structure, as well as the stress-strain state of each physically nonlinear finite element is stored to restart point. At the beginning of the next stage, initial conditions (1) with configuration of design model and stress-strain states of physically nonlinear finite elements are taken from the previous restart point.

The results showed that not only progressive collapse analysis stage is responsible, but also the leveling and repair stages. The leveling stage involves the application of additional supports and connections to the deformed structure in order to secure the damaged structure from further destruction. Then, by specifying imposed displacements of selected nodes of the design model, it is necessary to align it, that is, if possible, return it to its original configuration. The repair phase involves adding finite elements to replace previously removed damaged finite elements, strengthening damaged



finite elements, and removing temporary supports and connections imposed on the system during the leveling phase.

**References.**

- [1] Fialko S. Yu. Application of finite element method to analysis of strength and bearing capacity of thin-walled concrete structures, taking into account the physical nonlinearity. ASV, SCAD Soft, Moscow, 2018, (In Russian).
- [2] Fialko S. Progressive collapse analysis on multicore computers using nonlinear dynamic approach, Computer Assisted Methods in Engineering and Science, 31(4), 2024, 449-486. doi: 10.24423/comes.2024.1641.

## **ОЦІНКА НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ТРУБОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА ДОПОМОГОЮ МОДЕЛЕЙ ШІ**

**О.Г. Горб<sup>1</sup> к.т.н., доц.**

<sup>1</sup>Державний університет «Київський Авіаційний Інститут»

**Вступ.** Розвиток штучного інтелекту (ШІ) відкриває нові можливості в оцінюванні несучої здатності бетонозаповнених сталевих труб (CFST), де традиційні аналітичні формули часто не враховують складні нелінійні залежності між геометрією, властивостями матеріалів і типами навантаження. Методи машинного навчання здатні точніше відтворювати ці взаємозв'язки, забезпечуючи підвищену надійність прогнозів у порівнянні з класичними розрахунковими підходами [1, 2].

Сучасні дослідження демонструють успішне застосування різних моделей: від штучних нейронних мереж (ANN) до ансамблевих алгоритмів XGBoost, CatBoost та Gaussian Process Regression. Так в [1] розробили гібридну модель FNN-OSS для прямокутних CFST-елементів, що показала високу точність, а в [2] використали 1316 експериментальних зразків для побудови ML-моделей прогнозування осьової міцності коротких колон, отримавши результати, точніші за емпіричні формули.

Chen та ін. [3] побудували велику базу даних FE-моделей RECFST і створили прогнозу систему на основі GBR/RF/XGB, придатну для практичного використання. Đorđević і Kostić [4] довели ефективність простих ANN-моделей для оцінки міцності квадратних колон порівняно з кодовими формулами. Крім того в [5] застосували оптимізаційні ML-методи для прогнозування стискальної міцності RCFST-елементів під різними навантаженнями.

Попри помітний прогрес, залишаються проблеми узгодження експериментальних і чисельних даних, інтерпретованості моделей та оцінки їх надійності за межами тренувального діапазону. Мета цієї роботи — розробити інтерпретований ML-фреймворк для оцінки несучої здатності



трубобетонних елементів на основі об'єднаних даних експериментів і чисельних моделей [1–5].

**Мета роботи.** Розробити та верифікувати інтерпретований ML-фреймворк для оцінки несучої здатності трубобетонних елементів (CFST/RCFST/RECFST), який поєднує гібридні неймережеві архітектури з методами інтерпретації та кількісної оцінки невизначеності; показати його застосовність на розширеному наборі даних (експериментальні випробування + FE-моделі) і порівняти результати з існуючими кодовими формулами та останніми ML-дослідженнями.

**Основний матеріал.** У дослідженні розглянуто центрально стиснену трубобетонну колону довжиною три метри, виготовлену зі сталевих труби діаметром 219 мм і товщиною стінки 6 мм, заповнену бетоном класу C20/25. Сталь має межу текучості 235 МПа. Такі параметри характерні для колон середнього діапазону навантажень, що застосовуються у цивільному та промисловому будівництві.

Виконане машинне прогнозування, у якому використано результати чотирьох моделей штучного інтелекту – ChatGPT (GPT-5), Gemini (Google DeepMind), DeepSeek (Kuaishou AI Lab) та Claude 3 (Anthropic). Моделі навчалися на узагальнених вибірках експериментальних даних CFST-елементів, що охоплюють широкий спектр геометричних і фізико-механічних характеристик. Для забезпечення достовірності порівняння всі вхідні параметри були подані в однакових одиницях та зведені до безрозмірної форми, що відповідає підходам машинного навчання у цивільній інженерії.

Оцінювання несучої здатності виконано двома підходами: (1) за допомогою скінченно-елементного моделювання (FEM), яке дало результат 1700 кН (без урахування коефіцієнтів запасу), та (2) шляхом прогнозування різними моделями штучного інтелекту: ChatGPT (1392 кН), Gemini (1392 кН), DeepSeek (1389 кН) і Claude 3 (1345 кН).

Порівняння результатів моделей ШІ з FEM проведено у відсотковому вираженні (відносно значення FEM = 1700 кН). На

оновленому графіку показано збіжність: ChatGPT і Gemini –  $\approx 81.9\%$ , DeepSeek —  $\approx 81.7\%$ , Claude 3 —  $\approx 79.1\%$ . Графічне представлення дозволяє швидко оцінити, наскільки прогнози моделей наближаються до детального чисельного аналізу (рис. 1).

Причини розбіжностей можуть бути пов'язані з різницею в базах знань і методах інтерполяції/екстраполяції, які використовують відповідні ШІ-системи, а також з відсутністю у моделях інформації про деталі FEM-моделі (наприклад, нелінійні властивості матеріалів, контактні умови, чисельні налаштування).

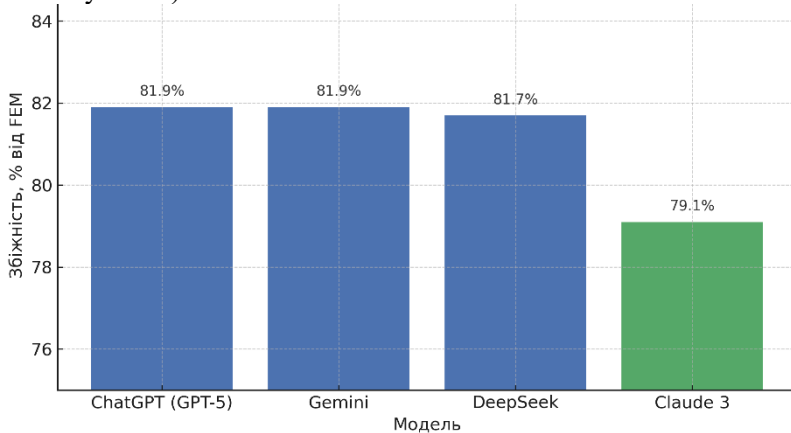


Рис. 1. Результати машинної оцінки міцності сталезалізобетонної колони

Проте подібні дослідження мають певні обмеження. По-перше, моделі штучного інтелекту не враховують реальні граничні стани матеріалів, оскільки їх оцінка ґрунтується на статистичних узагальненнях, а не на фізичних моделях напружено-деформованого стану. По-друге, розрахунки не враховували коефіцієнти надійності, тому результати FEM та ШІ слід розглядати лише як наближені до граничних. Крім того, бази даних, на яких тренувалися ШІ-моделі, не завжди містять достатню кількість прикладів саме для трубобетонних елементів із подібними геометричними характеристиками.

Подальші дослідження доцільно спрямувати на створення спеціалізованих інженерних моделей машинного навчання, навчених на експериментальних і чисельних даних CFST-елементів різної форми перерізу, а також на інтеграцію ШІ-методів із FEM-аналізом. Це дозволить реалізувати адаптивні гібридні системи, здатні одночасно враховувати фізичну суть процесів і статистичну поведінку матеріалів, що підвищить точність і надійність оцінки несучої здатності комбінованих конструкцій.

**Висновки.** Аналіз показує, що великі мовні моделі, навіть без спеціального навчання на інженерних даних, здатні якісно відтворювати розрахункові закономірності, властиві фізично обґрунтованим моделям. Невеликі відмінності можуть пояснюватися різними алгоритмами опрацювання числових параметрів і статистичними особливостями моделей.

З практичної точки зору така точність є прийнятною для попереднього етапу проектування. Моделі штучного інтелекту дозволяють оперативно оцінювати несучу здатність конструкцій без трудомістких ручних розрахунків, а також перевіряти результати аналітичних методів. Крім того, поєднання кількох моделей дає змогу виконувати ансамблеве прогнозування, що підвищує достовірність і зменшує похибку.

Отримані результати підтверджують, що інтеграція штучного інтелекту в інженерні розрахунки може стати ефективним інструментом для швидкої оцінки надійності трубобетонних колон. Такий підхід поєднує точність сучасних цифрових моделей із гнучкістю аналітичних методів, відкриваючи перспективи для автоматизованого проектування комбінованих конструкцій майбутнього.

### **Список використаних джерел.**

[1] Nguyen, Q. H., Ly, H.-B., Tran, V. Q., Nguyen, T.-A., Phan, V.-H., Le, T.-T., & Pham, B. T. (2020). A novel hybrid model based on a feedforward neural network and one step secant algorithm for prediction of load-bearing capacity of rectangular concrete-filled steel tube



- columns. *Molecules*, 25(15), 3486. <https://doi.org/10.3390/molecules25153486>.
- [2] Megahed, K., Mahmoud, N. S., & Abd-Rabou, S. E. M. (2024). Prediction of the axial compression capacity of stub CFST columns using machine learning techniques. *Scientific Reports*, 14, 2885. <https://doi.org/10.1038/s41598-024-53352-1>.
- [3] Chen, D., Fan, Y., & Zha, X. (2024). Machine Learning-Based Strength Prediction of Round-Ended Concrete-Filled Steel Tube. *Buildings*, 14(10), 3244. <https://doi.org/10.3390/buildings14103244>.
- [4] Đorđević, F., & Kostić, S. M. (2023). Practical ANN prediction models for the axial capacity of square CFST columns. *Journal of Big Data*, 10, Article 67. <https://doi.org/10.1186/s40537-023-00739-y>.
- [5] Wu, F., Tang, F., Lu, R., & Cheng, M. (2023). Predicting compressive strength of RCFST columns under different loading scenarios using machine learning optimization. *Scientific Reports*, 13, Article 43463. <https://doi.org/10.1038/s41598-023-43463-6>.

## **ВПЛИВ РОЗТАШУВАННЯ ЯДЕР ЖОРСТКОСТІ НА СТІЙКІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННОГО КАРКАСА ПРИ ПРОГРЕСУЮЧОМУ РУЙНУВАННІ**

**Коврова Вікторія<sup>1</sup> аспірантка,  
Волкова Вікторія<sup>1,2</sup> д.т.н., проф.**

<sup>1</sup>ННІ «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури» Українського державного університету науки і технологій

<sup>2</sup>Дніпровський державний аграрно-економічний університет

**Вступ.** У сучасній забудові міст домінують багатоповерхові будівлі з монолітним залізобетонним каркасом. Найбільш уразливими елементами таких будівель є колони зовнішніх рядів верхніх поверхів, які зазнають пошкоджень унаслідок падіння уламків чи обстрілів. Власне, руйнування цих елементів каркасу може стати точкою відліку для розвитку прогресивного обвалення, що суттєво знижує загальну стійкість будівлі.

Зміна конфігурації будівлі впливає на розподіл навантажень у каркасі та характер руйнування при аварійних впливах. Тому аналіз впливу архітектурних рішень і просторової конфігурації будівлі на роботу колон верхніх поверхів є важливим для оцінки ймовірності прогресивного руйнування та його наслідків у площині цілісності будівлі.

**Мета роботи.** Виконати аналіз чутливості залізобетонного каркаса багатоповерхової будівлі до пошкодження зовнішніх колон верхніх поверхів та оцінити роль конструктивних елементів у збереженні цілісності споруди в умовах прогресуючого обвалення з урахуванням впливу зміни конфігурації.

**Основний матеріал.** Для здійснення аналізу створено розрахункову модель багатоповерхового залізобетонного каркасного будинку із плитним фундаментом. Дана будівля є п'ятиповерховою з одним підземним поверхом, висота кожного

поверху становить 4,2 метра. Розміри будівлі в плані становлять  $18 \times 58$  м [1, 2]. Жорсткість будівлі досягається за рахунок двох ядер жорсткості, розташованих зовні, й жорстких з'єднань між балками та колонами. Головна відмінність даної моделі полягає в розташуванні ядер жорсткості [2, 3]. У даній моделі вони розташовані ззовні. Розрахункова модель будівлі, створена за допомогою програмного комплексу SCAD з використанням методу скінченних елементів, відображена на рис. 1.

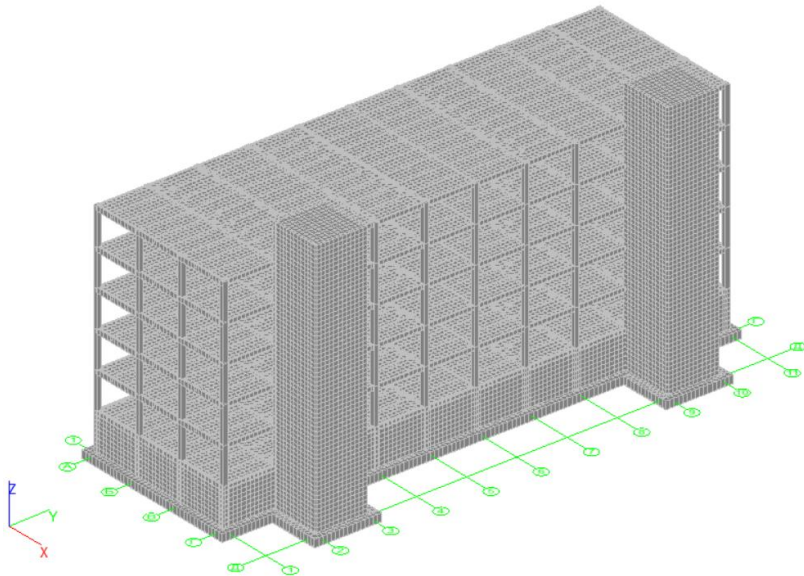


Рис. 1. Розрахункова схема будівлі

Вибір моделі такої конфігурації базується на важливості вивчення впливу розташування елементів жорсткості на чутливість каркаса до пошкодження зовнішніх колон верхніх поверхів. Дана розрахункова схема має свої архітектурні і функціональні переваги. По-перше, ліфтові шахти та сходові клітки розташовані поза основним об'ємом будівлі. Таким чином, вони не потребують опалення, що зменшує енерговитрати. По-друге, внутрішній простір звільняється від



об'ємних конструктивних елементів, що збільшує корисну площу будівлі.

В основу даного дослідження покладено аналіз наслідків прогресуючого руйнування внаслідок виведення з ладу однієї колони зовнішнього ряду. Для порівняння було розглянуто два варіанти: пошкодження колони, розташованої на одній осі з ядрами жорсткості (вісь Г), та колони з протилежної сторони каркаса (вісь А). Даний підхід дозволяє оцінити роль просторової конфігурації та розташування жорсткісних елементів у забезпеченні цілісності будівлі.

Таким чином, було виконано 12 симуляцій прогресуючого руйнування на 4 і 5 поверхах для колон за осями 4Г, 5Г, 6Г (розташовані на одній осі з ядрами жорсткості) та 4А, 5А, 6А (розташовані на протилежній стороні будівлі). Результати розрахунків відображено на рис. 2, 3.

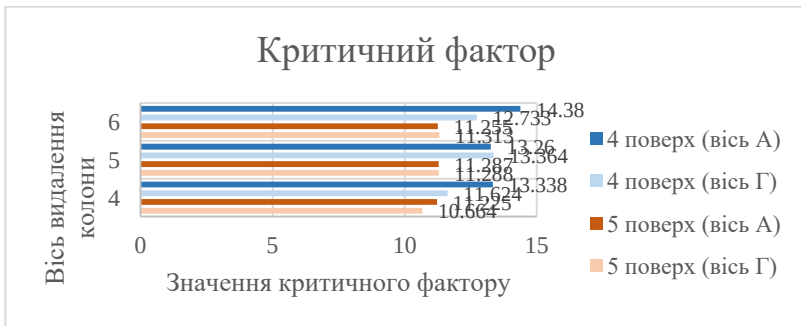


Рис. 2. Графік зміни критичного фактору

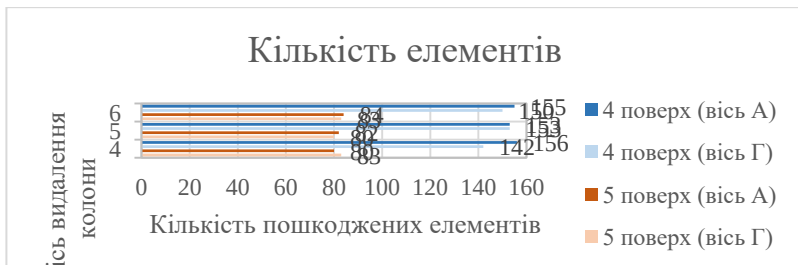


Рис. 3. Графік зміни кількості пошкоджених елементів

На рис. 2 відображено графік залежності зміни критичного фактору від місця розташування пошкодженої колони. Як видно з діаграми, значення критичного фактору переважно нижчі при видаленні колони на осі Г, особливо для осі 4, що можна пояснити ближчим її розташуванням до ядра жорсткості. За мірою віддалення від ядер жорсткості величина критичного фактору для осей може вирівнюватися (вісь 5А і 5Г для 4 і 5 поверхів). Також варто відмітити, що спостерігається тенденція до зменшення критичного фактору та різниці між показниками для осей А і Г для вищих поверхів будівлі. Це пояснюється тим, що вплив розташування колони відносно ядер жорсткості стає менш вираженим, бо зі зменшенням кількості надлишкових зв'язків між елементами каркаса перерозподіл зусиль відбувається більш рівномірно. Водночас для нижчого поверху, де навантаження є вищими, різниця у значенні критичного фактору для осей А і Г є більш суттєвою. Це свідчить про те, що навіть за несиметричного розташування ядер жорсткості (винесення їх за межі внутрішнього об'єму будівлі) не спостерігається суттєвого негативного впливу на значення критичного фактору для колон за обома осями А і Г. Таким чином, дана конфігурація будівлі забезпечує достатню просторову жорсткість каркаса і дозволяє зберігати його стійкість за розвитку прогресуючого руйнування.

Графік, відображений на рис. 3, відтворює кількість елементів, що зазнали граничних напружень через втрату однієї колони за різного її розташування. З діаграми видно, що значення кількості пошкоджених елементів є переважно близькими. Однак суттєва різниця спостерігається для 4-ої осі: при видаленні колони за віссю А, віддаленій від ядер жорсткості, спостерігається суттєве збільшення кількості пошкоджених елементів на четвертому поверсі (рис. 4). Це пояснюється тим, що зусилля в елементах каркаса перерозподіляються нерівномірно, що призводить до виникнення локальних зон перенапруження.



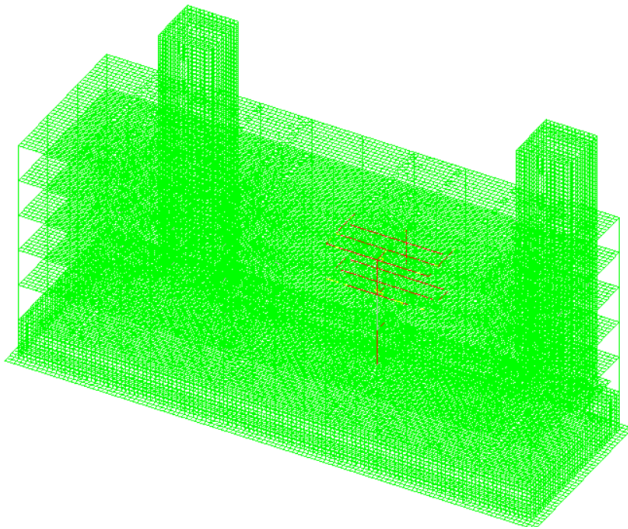


Рис. 4. Результат розрахунку на прогресуюче обвалення за вилучення колони 4А

**Висновки.** Відповідно до результатів дослідження встановлено, що зовнішнє розташування ядер жорсткості не чинить суттєвого негативного впливу на стійкість багатоповерхового залізобетонного каркаса за перевірки будівлі на прогресуюче обвалення шляхом виведення з ладу колони зовнішнього ряду. Аналіз одержаних результатів показав, що значення критичного фактору для колон обох зовнішніх рядів за осями А і Г залишаються близькими. Це свідчить про достатню просторову жорсткість каркаса та ефективний перерозподіл зусиль навіть за несиметричної конфігурації будівлі. Також варто відмітити, що збільшення кількості пошкоджених елементів спостерігається переважно у випадку руйнування колон, віддалених від ядер жорсткості, що зумовлено локальними перенапруженнями в елементах каркаса. Одержані результати в ході дослідження доводять доцільність використання варіанту конфігурації будівлі з винесеними назовні ядрами жорсткості, що забезпечує не тільки необхідну



надійність будівлі, а й має функціональні та енергетичні переваги.

### **Список використаних джерел.**

- [1] V. Kovrova, V. Volkova, and L. Pakrastins, “Modal analysis of a multi-storey frame building with consideration of the soil base,” *Modern Building Materials, Structures and Techniques*, vol. 392, pp. 668–673, 2023, doi: 10.1007/978-3-031-44603-0\_69
- [2] В. Волкова та В. Коврова, «Аналіз чутливості каркасу багатоповерхової залізобетонної будівлі до пошкоджень колон», у Науково-технічний симпозиум «Актуальні проблеми розрахунків будівельних конструкцій» : тези доповідей, Київ, Україна, 12 груд. 2024 р., с. 55–60.
- [3] V. Kovrova and V. Volkova, “Analysis of the influence of different soil types on the natural frequencies of multi-storey reinforced concrete buildings,” *Strength of Materials and Theory of Structures*, no. 111, pp. 172–177, 2023. doi: 10.32347/2410-2547.2023.111.172-177.



## **ПРОБЛЕМА РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ СТАЛЕВИХ ПРОФІЛЬОВАНИХ НАСТИЛІВ В УКРАЇНІ**

**Володимир Семко<sup>1</sup> д.т.н., проф.,**

**Наталія Магас<sup>2</sup> к.т.н., доцент**

<sup>1</sup>Політехніка Познанська

<sup>2</sup>Словацький технічний університет в Братиславі

**Вступ.** Сталеві профільовані настили є часто застосовуваними в практиці будівництва конструктивними елементами. В той же час існуючий ДБН В.2.6-198:2014 [1] не надає жодних вимог до їх проектування. Більш того, після введення зміни №1 до даного ДБН його дія перестала розповсюджуватися на всі сталеві тонкостінні конструкції із холодногнутих профілів. Відповідно, питання легального застосування сталевих профільованих настилів проектувальниками в Україні є актуальним питанням до обговорення в рамках науково-технічного симпозиуму.

**Мета роботи.** Дослідження існуючої практики проектування покриттів із використанням несучого профільованого настилу, пошук «підводних каменів» в застосованих практиках та представлення методів вирішення проблеми розрахунку міцності та деформативності сталевих профільованих настилів є метою даної роботи.

**Основний матеріал.** В даний час більшість проектувальників в Україні для розрахунку міцності та деформативності сталевих профільованих настилів використовує таблиці несучої спроможності, що розроблені виробниками настилів або на замовлення виробників настилів. В той же час, як зазначено у вступі, діючі українські норми з розрахунку сталевих конструкцій [1] не охоплюють клас сталевих тонкостінних конструкцій із холодногнутих профілів, до яких відносять і сталеві профільовані настили (як правило трапецієподібні). Тому постає питання: в який спосіб отримані



дані в таблицях, представлених виробниками? На даний момент існують можливості розрахунку сталевих трапецієподібних настилів (СТН) згідно Єврокодів першого покоління [2], які вже незабаром будуть замінені документами другого покоління [3]. Головною проблемою розрахунку СТН згідно вимог та методів Єврокоду є доволі складна ітераційна процедура, що потребує високої підготовки спеціаліста, що проводить дані розрахунки, а також розуміє механіку опору даних конструкцій та можливі сценарії їх руйнування. Розуміючи дані процеси, кваліфікований фахівець може більш точно описати вхідні параметри до розрахунку настилу, що будуть безпосередньо впливати на отримані в ході розрахунку результати. Отриманий таким чином продукт – таблиці або онлайн-калькулятори (даний спосіб в даний момент найбільш розповсюджений серед виробників СТН в країнах Європи) дозволяє українському проектувальнику мати орієнтовні параметри міцності (несучу здатність у вигляді рівномірно-розподіленого навантаження) і деформативності (значення рівномірно-розподіленого навантаження для заданої величини прогину). Онлайн-калькулятори дозволяють перевірити несучу спроможність настилів та деформативність настилів на потрібне проектувальнику повне розрахункове або експлуатаційне навантаження. В цілому, при проектуванні всіх конструктивних елементів будинку за стандартами системи Єврокодів, цього може бути достатньо, щоб безпечно запроектувати покриття зі СТН. Залишається питання підтвердження достовірності даних результатів, адже прикладаючи до розрахунку настилу, роздруківку з інтернет-сайту або копію таблиці, проектувальник бере відповідальність за надійність конструкцій на себе. На нашу думку це може становити потенційну небезпеку, адже ніхто не бере юридичну відповідальність за зміст інформаційних документів. В більшості випадків, українські інженери використовують національну гілку проектування, а отже описаний вище інструмент визначення міцності та деформативності настилів може бути використаний лише як довідковий.

В ході вивчення різних онлайн-калькуляторів та таблиць різних виробників, авторами було відмічена, як велика «мінливість» отриманих результатів поміж виробниками подібних за перерізом настилів, так і доволі висока точність співпадиння результатів для подібних, але ж все ж таки різних перерізів та розрахункових схем. Розбіжність результатів поміж виробниками може свідчити, про помилки у застосуванні методів [2, 3], або використанні власних методів розрахунку не описаних в жодних нормативних документах. Висока подібність таблиць різних виробників (даний факт більш притаманний саме для таблиць несучої спроможності настилів) свідчить про переписування даних з матеріалів більш відомих виробників, компаніями менших розмірів. Для вирішення даної проблеми компаніям виробникам варто було б публікувати не лише таблиці, але і імена авторів розрахунків та дані їх кваліфікаційних сертифікатів. Дана практика, але дещо в зміненому вигляді існує в деяких країнах Європи, де виробники надають на спеціальному бланку, підписаному сертифікованим інженером, значення опорів на згин, поперечну силу і т.д. Далі виходячи з цих даних можливо виконати перевірку міцності і деформативності для потрібного розрахункового випадку.

Виходячи із власного досвіду авторів та аналізу наявної ситуації в системі будівельних норм України найбільш прийнятним є наступний алгоритм проектування покрівель із використання несучих листів профільованого настилу:

1. Спираючись на інформаційні матеріали виробників виконувати попереднє обрання настилу.
2. Запросити наявність результатів випробувань обраного типу настилу по заданій конструктивній схемі згідно ДСТУ [4].
3. За відсутності таких даних та/або небажанням виробника виконати дані випробування, перейти до п.1 та обрати іншого виробника.
4. Використовувати обраний настил лише після отримання звіту про проведені випробування з використанням розрахункової схеми, що буде застосована в проекті (а саме проліт, ширина опор, довжина листа і т.п.).



Виходячи з того, що останнім часом виробники не зацікавлені у проведенні випробувань, варто закласти витрати на ці випробування в вартість проектної документації.

Доцільність проведення випробувань показана в роботах [5, 6]. Так випробування настилів може показати набагато більші деформації за прогнозовані, або навпаки більшу несучу здатність за прогнозовану, що може зменшити витрати на СТН і не тільки окупити вартість випробувань, а і дозволити зекономити кошти порівняно із випадком підбору настилів за таблицями невідомого походження.

**Висновки.** Діюча в Україні система норм в будівництві не дає безпечних аналітичних методів щодо розрахунку сталевих профільованих настилів. Єдиним легальним і безпечним методом, як для проектувальника, так і для безпосереднього користувача або відвідувача будинку, збудованого з використання несучого профільованого настилу, є проектування на підставі проведеного експерименту. Тобто головним документом, що підтверджує несучу здатність СТН є звіт про проведені випробування із зафіксованими вхідними та вихідними параметрами.

**Подяки.** Наталія Магас отримала фінансування від ЄС NextGenerationEU в рамках Плану відновлення та стійкості для Словаччини за проектом № 09I03-03-V01-00036.

#### **Список використаних джерел.**

- [1] ДБН В.2.6-198:2014. *Сталеві конструкції. Норми проектування. Зі Зміною № 1*. Міністерство розвитку громад та територій України, Київ, Україна, 2022.
- [2] EN 1993-1-3:2006; *Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-3: General rules. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting*. CEN, Brussels, Belgium, 2006.
- [3] EN 1993-1-3:2024; *Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-3: Cold-formed members and sheeting*. CEN, Brussels, Belgium, 2024.



- [4] ДСТУ Б В.2.6-10-96 Конструкції будинків та споруд. Конструкції сталеві будівельні. Методи випробування навантаженням. УкрНДНЦ, Київ, Україна, 1996.
- [5] V. Semko, N. Mahas, P. Semko, S. Skliarenko, R. Rabenseifer. Experimental-Theoretical Investigation of the Strength and Deformability of Full-Scale Second-Generation Profiled Sheeting Samples. *Materials*, 18 (18), 4365, 2025. <https://doi.org/10.3390/ma18184365>
- [6] V. Semko, P. Semko. Experimental studies of the profiled steel decks collaborative work. In *Proceedings of the XXVIII LSCE 2022: Lightweight Structures in Civil Engineering: Contemporary Problems*, Poznan, Poland, 1–2 December 2022, p. 85-88.



## **THE PROBLEM OF CALCULATING THE STRENGTH AND DEFORMABILITY OF STEEL PROFILED DECKING IN UKRAINE**

Volodymyr Semko<sup>1</sup> DSc, Professor, Nataliia Mahas<sup>2</sup> CSc, Associate Professor

<sup>1</sup> Poznan University of Technology

<sup>2</sup> Slovak University of Technology in Bratislava

**Introduction.** Steel profiled decks are commonly used structural elements in construction practice. At the same time, the existing DBN V.2.6-198:2014 [1] provides no requirements for their design. Moreover, after the introduction of Amendment No. 1 to this DBN, its scope no longer covers all cold-formed thin-walled steel structures made from profiles. Accordingly, the legal application of steel profiled decks by designers in Ukraine is a topical issue for discussion at scientific and technical symposia.

**Purpose of the work.** The purpose of this work is to investigate the existing practice of designing roofs using load-bearing profiled decking, identify "pitfalls" in the applied practices, and present methods for solving the problem of calculating the strength and deformability of steel profiled decks.

**Main material.** Currently, most designers in Ukraine use load-bearing capacity tables developed by decking manufacturers or commissioned on them to calculate the strength and deformability of steel profiled decks. At the same time, as noted in the introduction, the current Ukrainian standards for calculating steel structures [1] do not cover the class of cold-formed thin-walled steel structures made from profiles, which includes steel profiled decks (typically trapezoidal). Therefore, the question arises: how are the data in the tables provided by manufacturers obtained? At present, there are possibilities for calculating steel trapezoidal decks (STD) according to the first generation of Eurocodes [2], which will soon be replaced by second-generation documents [3]. The main problem with





calculating STD in accordance with the Eurocode requirements and methods is the rather complex iterative procedure, which requires a high level of specialist preparation, as well as an understanding of the mechanics of resistance of these structures and their possible failure scenarios. Understanding these processes, a qualified specialist can more accurately specify the input parameters for the deck calculation, which will directly affect the results. The product obtained in this way—tables or online calculators (this method is currently the most common among STD manufacturers in European countries)—allows Ukrainian designers to have approximate strength parameters (load-bearing capacity in the form of uniformly distributed load) and deformability parameters (value of uniformly distributed load for a given deflection value). Online calculators allow checking the load-bearing capacity and deformability of decks for the full design or operational load required by the designer. Overall, when designing all structural elements of a building according to the Eurocode system standards, this may be sufficient to design roofs with STD safely. The question of confirming the reliability of these results remains. When applying a printout from a website or a copy of a table to the deck calculation, the designer assumes responsibility for the reliability of the structures themselves. In our opinion, this may pose a potential danger, as no one assumes legal responsibility for the content of informational documents. In most cases, Ukrainian engineers use the national design branch. Thus, the tool described above for determining the strength and deformability of decks can be used only as a reference.

During the study of various online calculators and tables from different manufacturers, the authors noted both a significant "variability" of the results obtained between manufacturers of similar cross-section decks, and a relatively high accuracy of coincidence of results for similar but still different cross-sections and calculation schemes. The discrepancy in results between manufacturers may indicate errors in the application of methods [2, 3] or the use of proprietary calculation methods not described in any regulatory documents. The high similarity of tables from different manufacturers (this is more characteristic of load-bearing capacity



tables for decks) suggests that smaller companies copy data from materials of better-known manufacturers. To solve this problem, manufacturing companies should publish not only tables, but also the names of the calculation authors and data on their qualification certificates. This practice, albeit in a somewhat modified form, exists in some European countries, where manufacturers provide, on a special form signed by a certified engineer, values of bending resistance, shear force, etc. Based on these data, it is then possible to perform a check of strength and deformability for the required calculation case.

Based on the authors' own experience and analysis of the current situation in the Ukrainian construction standards system, the most acceptable algorithm for designing roofs using load-bearing profiled decking sheets is as follows:

1. Based on manufacturers' informational materials, perform a preliminary selection of the decking.
2. Request the availability of test results for the selected decking type, according to the given structural scheme, in accordance with DSTU [4].
3. In the absence of such data and/or the manufacturer's unwillingness to conduct these tests, proceed to point one and select another manufacturer.
4. Use the selected decking only after receiving a report on the conducted tests using the calculation scheme that will be applied in the project (specifically, span, support width, sheet length, etc.).

Given that manufacturers are currently not interested in conducting tests, it is advisable to include the costs of these tests in the project documentation.

The feasibility of conducting tests is demonstrated in works [5, 6]. Thus, testing decks can show much greater deformations than predicted, or, conversely, greater load-bearing capacity than predicted, which can reduce costs for STD and not only recoup the cost of tests but also save money compared to selecting decking based on tables of unknown origin.



**Conclusions.** The current construction standards in Ukraine do not provide for safe analytical methods for calculating steel profiled decks. The only legal and safe method, both for the designer and for the building's customer or visitor, for a building constructed using load-bearing profiled decking is a design based on conducted experiments. That is, the main document confirming the load-bearing capacity of STD is a test report that records the input and output parameters.

**Acknowledgments.** Nataliia Mahas was funded by the EU NextGenerationEU through the Recovery and Resilience Plan for Slovakia under project No. 09I03-03-V01-00036.

### **References.**

- [1] *DBN V.2.6-198:2014; Steel structures. Design code. With Amendment No. 1.* Ministry for Development of Communities and Territories of Ukraine, Kyiv, Ukraine, 2022. (In Ukrainian)
- [2] *EN 1993-1-3:2006; Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-3: General rules. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting.* CEN, Brussels, Belgium, 2006.
- [3] *EN 1993-1-3:2024; Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-3: Cold-formed members and sheeting.* CEN, Brussels, Belgium, 2024.
- [4] *DSTU B V.2.6-10-96; Construction of buildings and structures. Steel building constructions. Loading test methods.* UkrNDNC, Kyiv, Ukraine, 1996. (In Ukrainian)
- [5] V. Semko, N. Mahas, P. Semko, S. Skliarenko, R. Rabenseifer. Experimental-Theoretical Investigation of the Strength and Deformability of Full-Scale Second-Generation Profiled Sheeting Samples. *Materials*, 18 (18), 4365, 2025. <https://doi.org/10.3390/ma18184365>
- [6] V. Semko, P. Semko. Experimental studies of the profiled steel decks collaborative work. In *Proceedings of the XXVIII LSCE 2022: Lightweight Structures in Civil Engineering: Contemporary Problems*, Poznan, Poland, 1–2 December 2022, p. 85-88.

## **СКІНЧЕННО-ЕЛЕМЕНТНЕ МОДЕЛЮВАННЯ НЕЛІНІЙНОЇ ПОВЕДІНКИ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РЕЗЕРВУАРІВ**

О.В. Костіна<sup>1</sup> к.т.н., доц., Дикий Олег<sup>1</sup> аспірант

<sup>1</sup>Київський національний університет будівництва і архітектури

**Вступ.** Залізобетонні резервуари широко застосовуються у різних сферах і виконують різноманітні функції: зберігання питової та технічної води у системах водопостачання та водовідведення; зберігання хімікатів, нафтопродуктів та інших рідин на промислових підприємствах; збирання дощової води, іригаційних систем та інших водних ресурсів для сільськогосподарських потреб; на виробництві цементних сумішей та сталевих конструкцій резервуари можуть використовуватися для зберігання сировини і готової продукції; для зберігання дизельного палива, бензину та біопалива. Саме залізобетонні резервуари використовуються у системі очисних споруд і пожежогасіння.

Перевагами залізобетонних резервуарів порівняно зі сталевими є стійкість до корозії і довговічність. Також вони більш придатні до зберігання води при влаштуванні якісної гідроізоляції. Недоліками можна вважати вищу вартість і більшу тривалість будівництва, але це компенсується більш тривалою і менш затратною експлуатацією у порівнянні із сталевими резервуарами.

Поряд з основними навантаженнями, такими як власна вага, вага речовини що зберігається, гідростатичний тиск на стінки і днище резервуара, розрахунковий опір ґрунту основи і т. і., потрібно врахувати ще багато навантажень, що можуть виникати в різних умовах експлуатації: динамічні навантаження, спричинені коливанням рівня рідини через процеси всередині резервуара або зовні (сейсмічний вплив). Поведінка підземного резервуара відрізняється від наземного через відмінність впливів що мають бути враховані у дослідженні.

**Мета роботи.** Створення чисельної методики для дослідження нелінійного деформування та стійкості залізобетонних резервуарів під дією комбінованого навантаження. Розрахунки виконуватимуться з урахуванням заданого армування з метою уточнення результатів лінійних постановок.

**Основний матеріал.** На даному етапі виконаний огляд існуючих досліджень по темі дисертації. Планується за допомогою програмного комплексу SCAD створення 3-D моделей резервуарів різної геометрії під дією комбінованого навантаження і розв'язання задач з метою оцінки можливих граничних станів.

**Висновки.** Застосування нелінійних методів розрахунку дозволяє більш точно оцінити поведінку резервуара під впливом складних навантажень та умов, що сприяє підвищенню надійності та безпеки конструкції.

#### **Список використаних джерел.**

- [1] В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, А. А. Маляренко, С. Ю. Фиалко, А. В. Перельмутер, М. А. Перельмутер SCAD Office. Версия 21 Вычислительный комплекс SCAD++ Издательство: АСВ; Год издания: 2015; 848 с.
- [2] А. В. Перельмутер, В. В. Тур “Готовы ли мы перейти к нелинейному анализу при проектировании?”, International Journal for Computational Civil and Structural Engineering, Vol. 13, № 3, Р. 86 - 102, 2017, DOI:10.22337/1524-5845-2017-13-3-86-102
- [3] С. Ю. Фиалко “Применение метода конечных элементов к анализу прочности и несущей способности тонкостенных железобетонных конструкций с учетом физической нелинейности”, Изд-во АСВ, 2018
- [4] ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Загальні положення. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2013. 115с.
- [5] ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Київ:



**CIDS 2025**

**30-31 жовтня КИЇВ**

Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2011. 71с.



## **РОЗРАХУНОК МЕМБРАННИХ, ОБОЛОНКОВИХ ТА ПЛИТНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗГІДНО EN 1992-1-1:2023**

Л.М. Скорук к.т.н., доц.

Київський національний університет будівництва та  
архітектури, Київ

**Вступ.** Розрахунок залізобетонних плит за Єврокодом 2 – це комплексний процес, що включає перевірку несучої здатності та експлуатаційної придатності. Нова версія Єврокоду 2 – це **друге покоління європейських норм проектування бетонних конструкцій**, що було опубліковано у листопаді 2023 року. Він включає два основні документи: **EN 1992-1-1:2023** для загальних правил проектування та **EN 1992-1-2:2023** для розрахунку вогнестійкості. Ці норми застосовуються до проектування бетонних конструкцій будівель, мостів та інших інженерних споруд. Вперше в європейських нормах проектування бетонних конструкцій, зокрема в додатку G у новій версії Єврокоду 2 (2023) приділено прицільну увагу проектуванню мембранних, оболонкових та плитних елементів та пропонується сучасніший підхід до розрахунку плит.

**Мета роботи.** Розглянути та проаналізувати методику розрахунку мембранних, оболонкових та плитних елементів згідно EN 1992-1-1:2023, яка наведена у додатку G.

**Основний матеріал.** Формулювання, що представлені в додатку G [1] у пунктах G.3 та G.4, узгоджуються з пунктами та положеннями щодо проектування у розділі 8 (Граничні стани міцності (ULS)) основного тіла документу, а пункт G.5 містить додаткові положення до 9.2 (Контроль тріщин) зазначених норм. Додаток G охоплює проектування плоских елементів без розривів бетонного масиву на окремі частини. При цьому можуть бути використані інші, більш вдосконалені методи розрахунку, що відповідають п.7.3.3 (Пластичний аналіз) або п.7.3.4 (Нелінійний аналіз) Єврокоду 2. Таким чином, додаток G

(Проектування мембранних, оболонкових та плитних елементів) не замінює, а доповнює основні розділи Єврокоду 2, а саме – загальні принципи, матеріали (діаграми  $\sigma$ - $\epsilon$ ), розрахунок перерізів на ULS, тріщиностійкість та SLS.

Ключові відмінності нової версії норм від попередньої версії Єврокоду 2 полягають у наступному:

- уточнені формули для напружень у шарах;
- більш детальні таблиці оптимального армування;
- явна умова застосування спрощеного методу:
$$|m_{Edxy}| < 0,07d^2 f_{cd};$$
- посилання на конкретні пункти інших розділів.

Областю застосування положень, наведених у додатку G можуть бути плоскі плити, плити постійної або змінної товщини, плити з балками, циліндричні та інші оболонки. Також цей додаток особливо важливий для розрахунку:

1. **стін-діафрагм** – великі дотичні напруження;
2. **високих балок** – нелінійний розподіл напружень;
3. **плит з концентрованими навантаженнями** – зона навколо колон;
4. **бункерів та резервуарів** – мембранні зусилля + згин;
5. **оболонки** – складний просторовий напружений стан.

У документі [1] використовуються різні методи та моделі аналізу напружено-деформованого стану конструкцій:

- лінійний пружний аналіз (LEA);
- нелінійний аналіз (NLFEA);
- метод ліній руйнування (yield line method);
- метод розрахункових смуг (strip method);
- сендвіч-модель.

Зокрема при розрахунку за методом розрахункових смуг – плита розглядається як система ортогональних смуг, що працюють в одному напрямку. При цьому, навантаження розподіляється між смугами у двох напрямках.

При розрахунку за сендвіч-моделлю – просторова задача (згин + крутіння + мембранні зусилля) перетворюється у дві



мембранні задачі для верхнього та нижнього шарів. Тобто перетворення просторового напруженого стану на два шари (верхній і нижній) з еквівалентними мембранними напруженнями.

У додатку G документу [1] плоский елемент залежно від діючих у ньому внутрішніх зусиль розглядається:

- як **мембрана** – плита з нормальними та дотичним напруженням (п. G.3) – див. рис. 1;
- як **оболонка** – плита з моментами без мембранних зусиль (п. G.4) – див. рис. 2;
- як **оболонка або плита з комбінованими зусиллями** (п. G.4, G.5) – див. рис. 2.

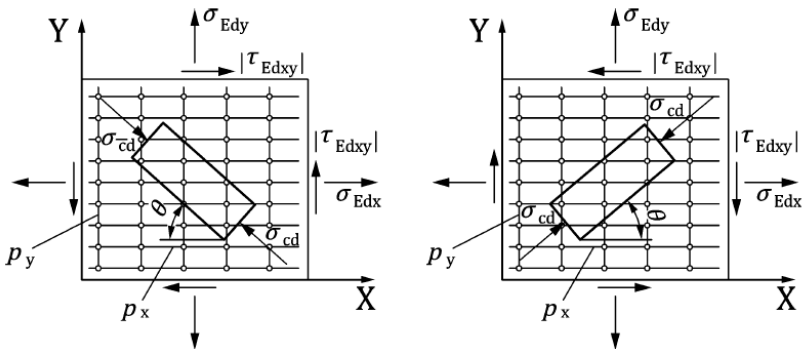


Рис. 1. Площинні напруження в мембранному елементі та визначення нахилу (кут  $\theta$ ) поля стискаючих напружень.

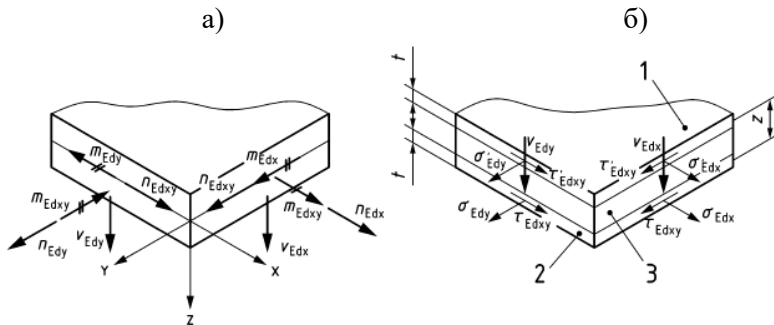


Рис. 2. Оболонковий елемент (а) та сендвіч-модель (б) зі статично еквівалентним набором площинних напружень: 1 – верхній шар, 2 – нижній шар, 3 – проміжний шар.

**Висновки.** Оновлена методика розрахунку мембранних, оболонкових та плитних елементів згідно EN 1992-1-1:2023 у додатку G надає:

1. Чіткі формули перетворення зусиль у напруження (ф-ли G.12 – G.17);
2. Систематичний підхід через сендвіч-модель для складних навантажень;
3. Спрощений метод для плит без мембранних зусиль (ф-ли G.18 – G.21, таблиці G.2 – G.3);
4. Явні обмеження на відхилення від оптимального армування (необхідна несуча здатність повинна бути в межах 0,4 – 2,5 від відповідної оптимальної несучої здатності);
5. Інтеграцію з іншими розділами (перевірка зсуву за п. 8.2, тріщин за п. G.5).

#### **Список використаних джерел.**

- [1] EN 1992-1-1:2023. Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures.
- [2] EN 1992-1-2:2023. Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 1-2: Structural fire design.

## **ФРАГМЕНТАЦІЯ ІМПУЛЬСУ**

В.М. Гордєєв, д.т.н., проф.,

Заступник генерального директора Українського інституту  
сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського

**Анотація.** У цій роботі порівнюється дія на пружну систему миттєвого імпульсу сили з діями імпульсів сили такої самої інтенсивності, але розподілених у часі. Розглядається елементарна система з одним ступенем свободи, яка складається з масивного тіла, прикріпленого до нерухомої опори пружним стрижнем. Основою для порівнювання є зусилля в пружному стрижні.

Крім миттєвого імпульсу сили розглядаються три його фрагментації: два рознесених у часі напівімпульси, прямокутний імпульс і трикутний низхідний імпульс. Виходячи з диференціального рівняння руху масивного тіла, вивчається перехідний процес і вільні коливання в системі. Усі результати отримано в аналітичному замкнутому вигляді. Визначаються і порівнюються зусилля в пружному стрижні за умови різних видів фрагментації.

Порівняння показує, що фрагментація миттєвого імпульсу не призводить до збільшення зусилля в стрижні. Аналітичний замкнутий вигляд результатів дозволяє вивчити дію імпульсу, який триває будь-скільки періодів власних коливань. На цій основі зроблено висновок про незначний вплив реальної вибухової хвилі на генерацію обертонів.

### **1. Елементарна система**

Елементарна система – це тверде тіло з масою  $M$ , закріплене до нерухомої опори пружним стрижнем з жорсткістю  $g$ , яке може

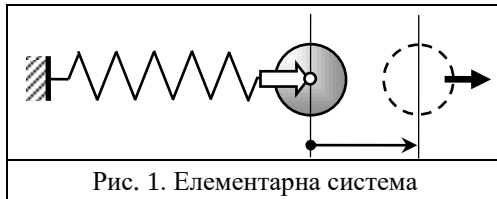


Рис. 1. Елементарна система

рухатися без втрат енергії і тільки вздовж осі  $x$  (рис. 1). На тверде тіло може діяти змінна в часі сила  $P$  або миттєвий імпульс сили  $S$ . Вивченню підлягають: переміщення твердого

тіла  $x$  і модуль  $|N|$  – максимальне значення абсолютної величини внутрішнього зусилля  $N$  у пружному стрижні.

## 2. Результати дослідження

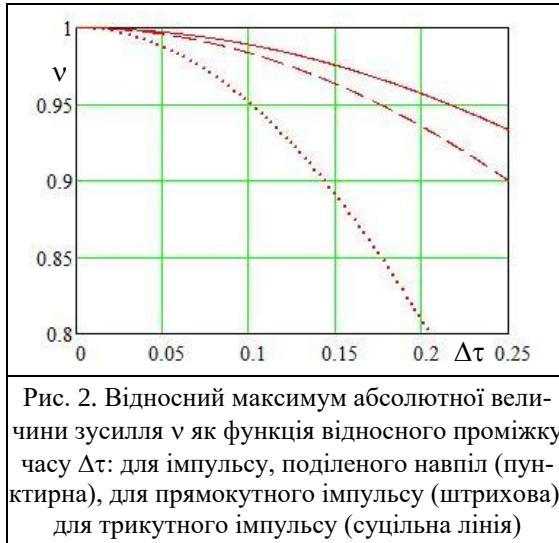
На основі диференціальних рівнянь досліджено дію миттєвого імпульсу, два рознесених у часі на  $\Delta t$  напівімпульси, прямокутний імпульс тривалістю  $\Delta t$  і трикутний низхідний імпульс тривалістю  $\Delta t$ .

|                                                                                                                                                                                        |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Миттєвий імпульс $ N  = \frac{g \cdot S}{\omega \cdot M} = \omega \cdot S; \quad \omega = \sqrt{\frac{g}{M}}.$                                                                         |
| Два рознесених напівімпульси $ N  = \omega \cdot S \cdot \left  \cos \frac{\omega \cdot \Delta t}{2} \right .$                                                                         |
| Прямокутний імпульс $ N  = \frac{2 \cdot S}{\Delta t} \cdot \sin \frac{\omega \cdot \Delta t}{2} = \omega \cdot S \cdot \left  \text{sinc} \frac{\omega \cdot \Delta t}{2} \right .$   |
| Трикутний імпульс $ N  = \frac{2 \cdot \omega \cdot S}{\omega \cdot \Delta t} \cdot \sqrt{\text{sinc}^2(\omega \cdot \Delta t / 2) - 2 \cdot \text{sinc}(\omega \cdot \Delta t) + 1}.$ |

## 3. Порівняння

Показником для порівняння обрано зусилля у пружному стрижні, який з'єднує тверде тіло з нерухомою опорою. Для всіх задач виведені формули для визначення максимуму абсолютної величини зусилля в стрижні  $|N|$  в залежності від інтервалу фрагментації імпульсу  $\Delta t$ .

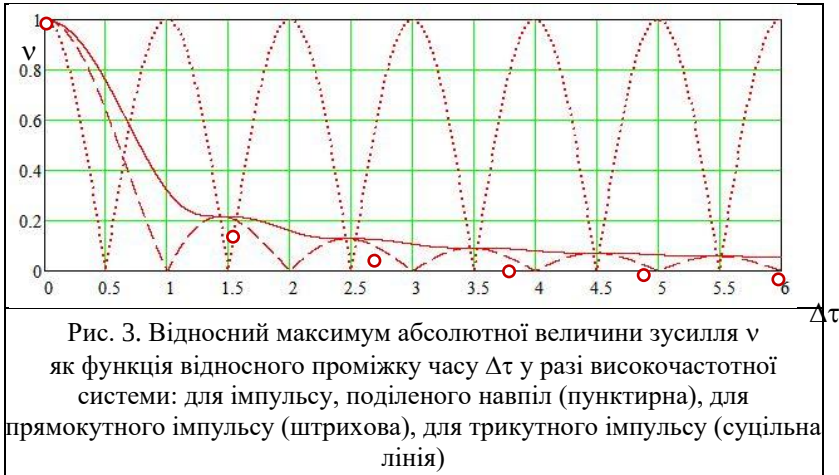
Усі формули виявилися точними і замкнутими, такими що дозволяють виконати порівняння зусиль у стрижні і для короткого і для тривалого часу фрагментації імпульсу у порівнянні з періодом власних коливань пружної системи.



Закономірності короткого часу фрагментації мають значення для апроксимації складної форми імпульсу більш простими, а закономірності тривалого часу допомагають оцінити, як впливає фрагментація імпульсу на збудження високочастотних коливань.

Графіки пробудовано в безрозмірних координатах. Аргументом є відносний проміжок часу  $\Delta\tau = \Delta t / T$ , функцією – відносний максимум абсолютної величини зусилля  $v = |N| / (S \cdot \omega)$ .

На рис. 2 показано графіки максимуму абсолютної величини зусилля  $|N|$  у випадку короткого часу фрагментації  $\Delta\tau \leq 0,25$  для трьох форм імпульсу у порівнянні з зусиллям  $S \cdot \omega$  від миттєвого імпульсу. Всі графіки показують, що зі зменшенням проміжку часу  $\Delta\tau$  зусилля в стрижні прямує до значення  $S \cdot \omega$ , яке відповідає миттєвому імпульсу. У разі додатного часу  $\Delta\tau$  для всіх випадків  $|N| < S \cdot \omega$ .



Графік на рис. 3 охоплює шість періодів коливань. Його можна використовувати для вивчення коливань та їхніх обертовів з періодом значно коротшим, ніж час дії одного реального імпульсу.

З графіка видно, що збудження коливань парою напівімпульсів залежить від того, чи потрапляє ця пара в резонанс з коливальною системою, чи ні. Інтервал між напівімпульсами, кратний періоду коливань, призводить до коливань з такою ж амплітудою, як і в разі повного миттєвого імпульсу. Кратне збільшення інтервалу часу між напівімпульсами в умовах резонансу не зменшує амплітуду коливань.

Прямокутний імпульс має і резонансні і амплітудні властивості. Імпульс, тривалість якого кратна періоду коливань, сам себе компенсує і коливань не викликає. Відносний максимум амплітуди коливань відбувається в проміжках між цими кратними значеннями. Однак, чим більші аргмаксимуми, тим менші самі відносні максимуми.

Трикутна форма імпульсу резонансних властивостей не має. Збільшення тривалості трикутного імпульсу призводить до зменшення інтенсивності коливань.

Наймовірно: в точках місцевого максимуму функції  $\left| \text{sinc} \frac{\omega \cdot \Delta t}{2} \right|$  перетинаються всі три криві на рис. 3.

#### **4. Висновки**

1. Максимальне за абсолютною величиною зусилля  $|N|$  в стрижні елементарної системи з власною кутовою частотою коливань  $\omega$  після прикладення до неї миттєвого імпульсу  $S$  можна визначити за формулою:  $|N| = S \cdot \omega$ .
2. Фрагментація миттєвого імпульсу у розглянутих випадках (заміна одного миттєвого імпульсу: двома послідовними миттєвими напівімпульсами; прямокутним імпульсом тієї ж інтенсивності; трикутним низхідним імпульсом тієї ж інтенсивності) не призводить до збільшення зусилля  $|N|$ .
3. Дія на стрижень елементарної системи прямокутного імпульсу тривалістю 0,25 власного періоду коливань відрізняється від дії миттєвого імпульсу такої самої інтенсивності приблизно на 10%.
3. Дія на стрижень елементарної системи прямокутного імпульсу тривалістю 0,1 власного періоду коливань відрізняється від дії миттєвого імпульсу такої самої інтенсивності лише на 2%.
4. Інтенсивність високочастотних коливань з періодом, меншим за третину тривалості активного тиску ударної хвилі, не перевищує 10% інтенсивності низькочастотних коливань, викликаних таким самим імпульсом.

#### **5. Додаток**

Тут розглянута проста механічна консервативна система з одним ступенем свободи для вивчення взаємодії імпульсів, прикладених у різний час у різних точках. Це масивний жорсткий стрижень, пружно затиснутий своєю нижньою стороною (рис. 3). Стрижень має один ступінь свободи, який дозволяє йому обертатись навколо нижньої точки як твердому тілу, але кут відхилення  $\varphi$ , будемо вважати невеликим. Жорсткість пружного закріплення  $g$  така, що кут  $\varphi$  викликає

пропорційний йому згинальний момент  $M$ . Момент інерції стрижня відносно точки закріплення  $I$ . На тверде тіло можуть діяти миттєві імпульси сили  $S_1$  і  $S_2$  на відстанях  $h_1$  і  $h_2$  від точки закріплення відповідно.

На основі диференціальних рівнянь побудовано залежності кута повороту  $\varphi$ , його швидкості  $v$  і абсолютної величини згинального моменту  $|M|$  у точці закріплення. Для абсолютної величини згинального моменту вдалося отримати замкнуту формулу:

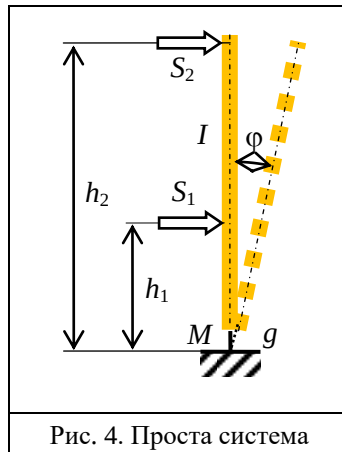


Рис. 4. Проста система

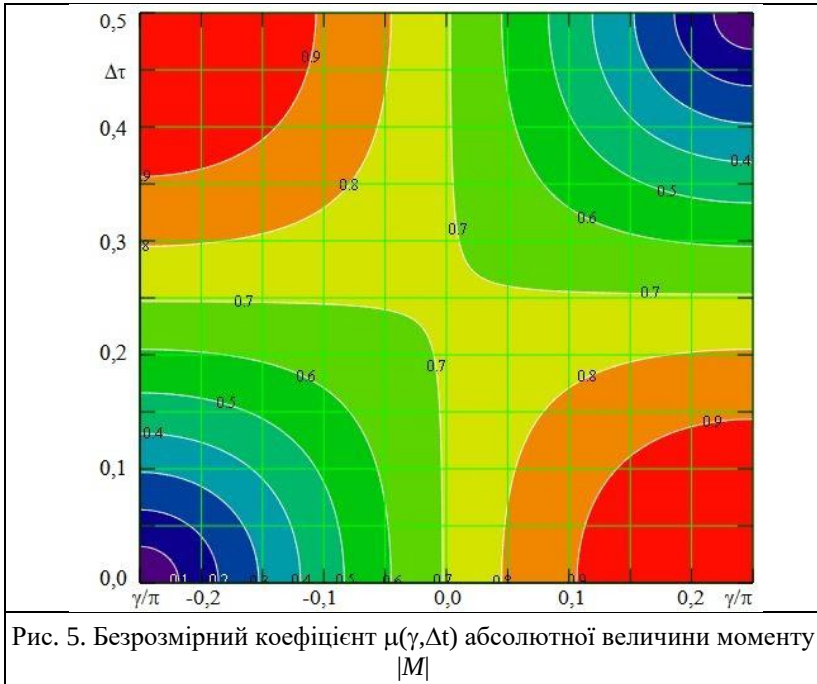
$$|M| = g \cdot K \cdot \sqrt{\sin(2 \cdot \gamma) \cdot \cos(\omega \cdot \Delta t) + 1}.$$

де

$$K = \frac{\sqrt{(S_1 \cdot h_1)^2 + (S_2 \cdot h_2)^2}}{\omega \cdot I}; \quad \gamma = \arctan 2(S_1 \cdot h_1, S_2 \cdot h_2) \quad (-\pi < \gamma \leq \pi).$$

$$\mu(\gamma, \Delta \tau) = \sqrt{[\sin(2 \cdot \gamma) \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot \Delta \tau) + 1] / 2}.$$





На рис. 5 у графічному вигляді зображено безрозмірний коефіцієнт  $\mu(\gamma, \Delta t)$  для визначення цієї величини.

Дійсне значення моменту можна обчислити так:

$$|M| = \sqrt{2} \cdot g \cdot K \cdot \mu(\gamma, \Delta t),$$

Коефіцієнт  $\mu$  представлений графічно у лініях рівня. Кожна точка площини графіка відповідає куту  $\gamma$  (абсциса), яким визначається співвідношення між моментами імпульсів  $S_1 \cdot h_1$  і  $S_2 \cdot h_2$ , і часу  $\Delta t$  (ордината), який показує, наскільки пізніше подіяв імпульс  $S_2$  у порівнянні з дією імпульсу  $S_1$ . Права половина площини графіку, де  $\gamma > 0$ , містить точки, у яких моменти імпульсів спрямовані в одну сторону, а ліва половина площини графіку, де  $\gamma < 0$ , – точки, у яких моменти імпульсів спрямовані у протилежні сторони. У правій половині графіку для інтервалу  $\Delta t = 0$  коефіцієнт  $\mu$  – максимальний (імпульси



діють одночасно), а у лівій половині навпаки – мінімальний, і він збільшується разом із збільшенням  $\Delta t$ .

З графіка видно, що для розглянутої системи з одним ступенем свободи рознесення дії імпульсів у часі призводить до збільшення розрахункового зусилля лише у випадках, коли моменти імпульсів спрямовані в протилежних напрямках.



## **BUILDING ENGINEERING MODELLING**

Master Study Program at VILNIUS TECH

Vladimir Popov, PhD, professor, Liudas Galdikas, assistant  
partner  
Vilnius Gedsminas Technical University

BIM, which stands for building information modelling, is the current star player in the construction industry.

Modern technologies of design, construction and production organization as well as those related to operation and maintenance of the facility are based on the BIM concept. It basically means that the whole construction project and its separate parts are developed in the context of a spatial graphic-information model of a single or connected building.

The BIM context embraces all parts of the project (such as architectural, structural, engineering, technological parts and the estimated project value) and life cycle stages (conceptual, technical, work design, construction, operation and maintenance, reconstruction) as existing from earliest conception to demolition of the building.

An ever increasing application of BIM technologies in building design, production and construction, as well as in facility (asset) management puts forward a demand not only for advanced theoretical knowledge and specific practical skills demonstrated by the professionals who are involved in these processes, but also for a broader perspective on information coordination of interfaces between individual project disciplines and project development stages, as well as for the digital integration of static nature of the life cycle stages.

The aim of the Master's Degree Program in Building Information Modelling is to provide specialized engineering knowledge and develop specialized engineering skills to perform the functions of BIM manager required to design and implement a construction project or manage already built assets, as well as to enhance the state-of-the-art achievements in engineering information modelling in technology and management.



### **What competencies will be acquired?**

The Master's Degree in Building Information Modelling Program is designed to develop the following student skills:

- to choose and apply innovative information technology solutions in the fields of design, construction and property management; plan and implement digitization solutions in the construction sector.
- to prepare and coordinate the development parts of the integrated construction project; organize and carry out the construction and manufacturing/production processes, perform the maintenance and management of the built property using information modelling;
- to develop BIM implementation strategy at both company and project level; identify, initiate and execute processes; monitor and educate changes in the work culture.

### **What are possible career pathways?**

Working as a BIM manager of building and infrastructure information modelling, BIM project coordinator, BIM expert, BIM consultant in builder's and developer's organizations, property management companies, design, contracting and manufacturing companies of various profiles, both in the private and public sector.

### **Teaching and learning activities:**

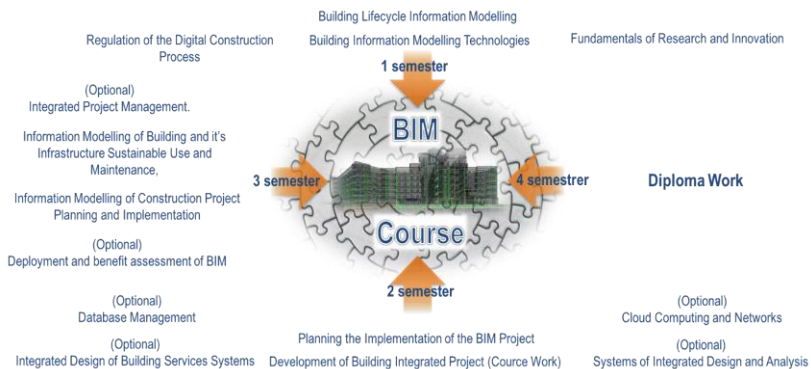
Endeavouring to achieve goals and objectives of the program, theoretical and practical training are being performed. The trained specialists are incited to study and complete tasks in groups and individually. The tasks are controlled individually and then assessed. Study results are assessed not only at the end of the training course, but also in the process of the subject study. Consultations are scheduled for each subject, aiming to better adapt to the individual needs of the student. Proficiency are being consolidated by course papers (1), home works (2) and final works for the subject diploma paper.

Composition of the study course is summarised below as well illustrated in fig. 1:

Subjects of the study, practice: scope of the subjects in the study field – 72 credits, optional subjects of the study – 18 credits, Diploma paper – 30 credits.

Principal subjects of the study field are Fundamentals of Research and Innovation, Building Lifecycle Information Modelling, Building Information Modelling Technologies, Regulation of the Digital Construction Process, Planning the Implementation of the BIM Project, Development of Building Integrated Project, Sustainable Use and Maintenance Information Modelling of Building and its Infrastructure, Information Modelling of Construction Project Planning and Implementation.

The main subjects are supplemented by three optional subjects: Systems of Integrated Design and Analysis or Integrated Design of Building Services Systems; Database Management or Cloud Computing and Networks; Deployment and benefit assessment of Building Information Modelling or Integrated Project Management.



*Fig. 1. Composition of the study course*

## Goals

The principal goal of the program is to provide with specialised engineering knowledge and form specialised engineering capabilities, necessary to perform BIM production functions of the building integrated project, developing the latest engineering



information modelling knowledge and technologies of the design and construction process in practical activities, integrating professional experience from various fields.

**Results****Knowledge**

- Knowledge in planning and implementation of the building and its infrastructure sustainable use and maintenance by BIM means.
- Knowledge in the integrated building design production principles and practical implementation methods, quality management and oversight.
- Knowledge in the integrated building and structures production BIM design planning and implementation; management of solutions risks and values.
- Knowledge in the building life-cycle information modelling (BIM) methodology, regulations and standards, BIM building design implementation means, technologies and processes.

**Research skills**

- Capability to conceive separate design parts via the building information model and integrate their set.
- Capability to integrate knowledge, take decisions and control situations, assess alternative solution variants, produce new practical concepts by applying multi-criterion cogitation.
- Capability to analyse, systematise and assess critically information necessary for scientific, vocational activity and implementation of innovations, apply modern scientific research methods in the building information design.



Personal and social abilities

- Capability to produce and execute integrated use and maintenance of the sustainable building by means of information modelling.
- Capability to employ research experience and skills of systematic and strategic thinking for individual vocational activity, study individually.
- Capability to communicate with different type of audience, to present information clearly and argumentative.
- Capability to produce and coordinate parts of the building integrated project, perform execution and oversight of the building design construction and production of structures by means of information modelling.

Engineering practice ability

- Capability to choose information technologies employed in design, construction and operation of buildings, apply know-how received during studies and capabilities for modelling and implementation of solutions.
- Capability to produce and coordinate parts of the building integrated project, perform execution and oversight of the building design construction and production of structures by means of information modelling.
- Capability to produce and execute integrated use and maintenance of the sustainable building by means of information modelling.



**CIDS 2025**

**30-31 жовтня КИЇВ**