

НАУКОВО-ТЕХНІЧНИЙ СИМПОЗІУМ

**«АКТУАЛЬНІ ПРОБЛЕМИ
РОЗРАХУНКІВ БУДІВЕЛЬНИХ
КОНСТРУКЦІЙ»**

Тези доповідей



Київ • 2024

ДОПОВІДІ

МІЦНІСТЬ ТА ДЕФОРМАТИВНІСТЬ ГРУПИ ВКЛЕЄНИХ СТЕРЖНІВ У ПКД ПАНЕЛЯХ ПРИ НАВАНТАЖЕННЯХ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНО ОСІ СТЕРЖНІВ. <i>А.М. БІДАКОВ, JOCKWER ROBERT, JUST ALAR, TUHKANEN EERO, Д.В. КОЧКАРЬОВ</i>	4
ВСТАНОВЛЕННЯ БАЛЬНОСТІ УДАРНИХ ПОВІТРЯНИХ ХВИЛЬ. <i>КОЧКАРЬОВ Д.В., АЗІЗОВ Т.Н.</i>	6
РОЗРАХУНОК БУДІВЛІ НА ВПЛИВ ДІЇ ПОВІТРЯНОЇ УДАРНОЇ ХВИЛІ ПРЯМИМ ДИНАМІЧНИМ МЕТОДОМ. <i>БАРАБАШ М.С., РОМАШКІНА М. А.</i>	9
ДО ВИБОРУ МЕТОДУ РОЗРАХУНКУ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ДІЇ УДАРНОЇ ХВИЛІ. <i>АЗІЗОВ Т.Н., КОЧКАРЬОВ Д.В.</i>	12
ОЦІНКА СТІЙКОСТІ ҐРУНТОВОГО МАСИВУ З ВИКОРИСТАННЯМ СІТКОВИХ МЕТОДІВ. <i>ІВАН ІВАНОВИЧ СОЛОДЕЙ, ВАСИЛЬ МИХАЙЛОВИЧ ПАВЛЕНКО</i>	16
НОРМУВАННЯ ВИМОГ ДО ІСНУЮЧИХ БУДИНКІВ, СПОРУД ТА ЇХ ОКРЕМИХ ЕЛЕМЕНТІВ. <i>ВОЛОДИМИР СЕМКО, НАТАЛІЯ МАГАС</i>	23
ПРОГНОЗНА ОЦІНКА РІВНЕВОГО РЕЖИМУ ТЕХНОГЕННИХ ҐРУНТОВИХ ВОД ПІСЛЯ ЗАКРИТТЯ ХВОСТОСХОВИЩА. <i>ОЛЕКСАНДР РАДЧУК</i>	28
ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ НАВАНТАЖЕНЬ ВІД ВИБУХОВИХ ХВИЛЬ НА БУДІВЛІ ТА СПОРУДИ І ПРОГНОЗУВАННЯ РИЗИКУ РУЙНУВАНЬ ЇХ КОНСТРУКТИВНИХ ЕЛЕМЕНТІВ. <i>АНТОН ВОЛОДИМИРОВИЧ МАХІНЬКО, СЕРГІЙ ОЛЕКСАНДРОВИЧ СКЛЯРЕНКО</i>	31
КОНЦЕПЦІЯ НОРМУВАННЯ КЛІМАТИЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ. <i>ГОРДЄЄВ В.М., ПЕРЕЛЬМУТЕР А.В., ПАШИНСЬКИЙ В.А., ПІЧУГІН С.Ф., КОРДУН О.І.</i>	34
БІФУРКАЦІЯ ГЕОМЕТРИЧНО НЕЛІНІЙНОГО ДЕФОРМУВАННЯ ТОНКОСТІННИХ КОНІЧНИХ ОБОЛОНОК. <i>КАРАСЬОВ ОЛЕКСІЙ, ВАРЯНИЧКО МАРИНА, КАРАСЬОВ ГЕННАДІЙ</i>	42
ЕНЕРГЕТИЧНА ОЦІНКА ГРАНИЧНОГО СТАНУ ФІЗИЧНО НЕЛІНІЙНОЇ КОНСТРУКЦІЇ. <i>ПЕРЕЛЬМУТЕР А.В.</i>	45
ПРО РОЗРАХУНОК СТРИЖНІВ МЕТОДОМ СКІНЧЕНИХ ЕЛЕМЕНТІВ <i>І. Д. ЄВЗЕРОВ</i>	50

АНАЛІЗ ЧУТЛИВОСТІ КАРКАСУ БАГАТОПОВЕРХОВОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ БУДІВЛІ ДО ПОШКОДЖЕНЬ КОЛОН. <i>ВОЛКОВА В.Є., КОВРОВА В.О.</i>	55
ОПІР СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПЕРЕКРИТТЯ РОБОЧОЇ ВЕЖІ ЕЛЕВАТОРА ПРИ ДИНАМІЧНИХ НАВАНТАЖЕННЯХ. <i>П.Я. ПОНОМАРЬОВ, Н.О. КОСТИРА</i>	61
АНАЛІЗ СУЧАСНОГО СТАНУ ТА ПЕРСПЕКТИВИ ДОСЛІДЖЕННЯ ЩОДО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ СТІЙКОСТІ ДО ПРОГРЕСУЮЧОГО ОБВАЛЕННЯ, <i>ФЕСУН І.К., ВАБІЩЕВИЧ М.О.</i>	63
PROGRESSIVE COLLAPSE ANALYSIS IN SCAD SOFTWARE, <i>SERGIY FIALKO</i>	68

МІЦНІСТЬ ТА ДЕФОРМАТИВНІСТЬ ГРУПИ ВКЛЕЄНИХ СТЕРЖНІВ У ПКД ПАНЕЛЯХ ПРИ НАВАНТАЖЕННЯХ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНО ОСІ СТЕРЖНІВ.

А.М. Бідаков, Jockwer Robert, Just Alar, Tuhkanen Eero, Д.В. Кочкар'єв

А.М. Бідаков¹, Jockwer Robert², Just Alar³, Tuhkanen Eero³, Д.В. Кочкар'єв⁴

¹Харківський національний університет міського господарства імені О.М. Бекетова, Україна

²Chalmers University of Technology, Gothenburg, Sweden/ TUD Dresden University of Technology, Germany

³Tallinn University of Technology, Tallinn, Estonia

⁴Національний університет водного господарства та природокористування, Україна

Вступ

Дослідження щодо міцності клеєних стержнів у клеєній деревині та ПКД панелях виконувались багатьма авторами серед яких Andersen & Høier 2016 [1], Azinovic et al. 2018 [3], Azinovic et al. 2019 [4], Jockwer et al. 2023 [8], Stepinac et al. 2013 [11] де фокус був на визначенні різних параметрів стосовно одного стержня як одиниці вузлового з'єднання або вплив місця розташування у поперечному перерізі на його несучу здатність. Аналізом роботи групи клеєних стержнів займалися Ayansola et al. 2022 [2]. В даній роботі розглядається робота групи клеєних стержнів у контексті універсального конектора на клеєних стержнях який являє собою систему де група стержнів навантажується через пластину до якої вони приварені і сприймають різні види зусиль. Досліджень вузлів на клеєних стержнях у ПКД панелях не має, що підкреслює актуальність та пояснює комплекс проведених натурних випробувань. Нормативні вказівки щодо розрахунку, конструювання та методів випробування клеєних стержнів [6] нещодавно з'явилися та будуть включені у нову редакцію Європейського стандарту prEN1995-1-1:2023 [9].

Запропонований та досліджений вузол на клеєних стержнях є частиною міжнародного наукового проекту «ReConnect - Efficient connections for modular prefabricated timber buildings to help reconstruction in Ukraine» який було започатковано з метою розробки універсального простого конектора або з'єднання для швидкого виготовлення модульних будівель для швидкої відбудови України з використанням дерев'яних конструкцій (рис.1) за фінансовою підтримкою Шведського інституту (Swedish Institute).



Рис. 1 Приклад застосування конектору у будівлі з ПКД або CLT панелей та варіанти з'єднання.

У проєкті прийняли участь представники ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, шведського Університету Шармелъз з м. Гетеборг (Chalmers University of Technology, Gothenburg, Sweden), Талліннського технологічного університету (Tallinn University of Technology, Estonia) та НУВГП (м. Рівне). Проєкт мав на меті розробити нову систему з'єднання для дерев'яних елементів каркасів будівель, яка дає змогу прийняти концепції багаторазового використання, адаптивності та циркуляції елементів у дерев'яних конструкціях. Шляхом оптимізації схеми з'єднань наміром було спрощення виробництва вузла і зменшення похибки та уникнення крихких руйнувань деревини.

Метою дослідження та експериментальних випробувань запропонованого вузлового з'єднання (рис.2) є визначення величин міцності, деформативності, характеру руйнування та зміни жорсткості під час навантаження до руйнування. Також проведено порівняльний аналіз чисельних та експериментальних даних і доведена ефективність, практичність, універсальність та можливість повторного використання нової системи з'єднання в дерев'яних елементах з ПКД панелей з різними варіантами навантаження.

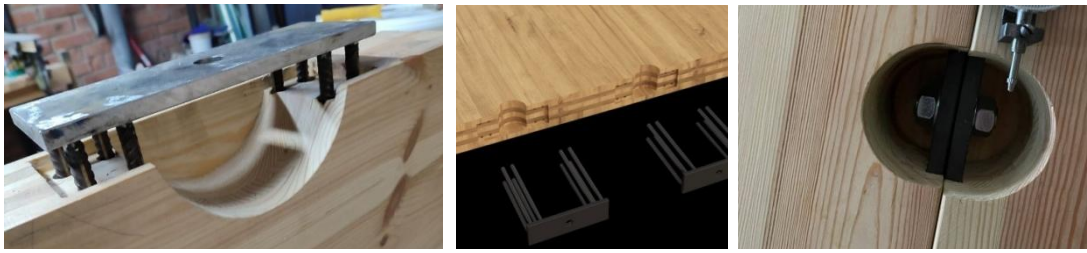


Рис. 2 Схема влаштування конектора на вклеєних стержнях

Оцінка несучої здатності та деформативності конектора виконувались шляхом експериментальних досліджень при висмикуванні, зсуві у площині та з площини ПКД панелі (рис. 3) у відповідності до вимог стандарту EN 26891 навантажуючи зразки до руйнування.

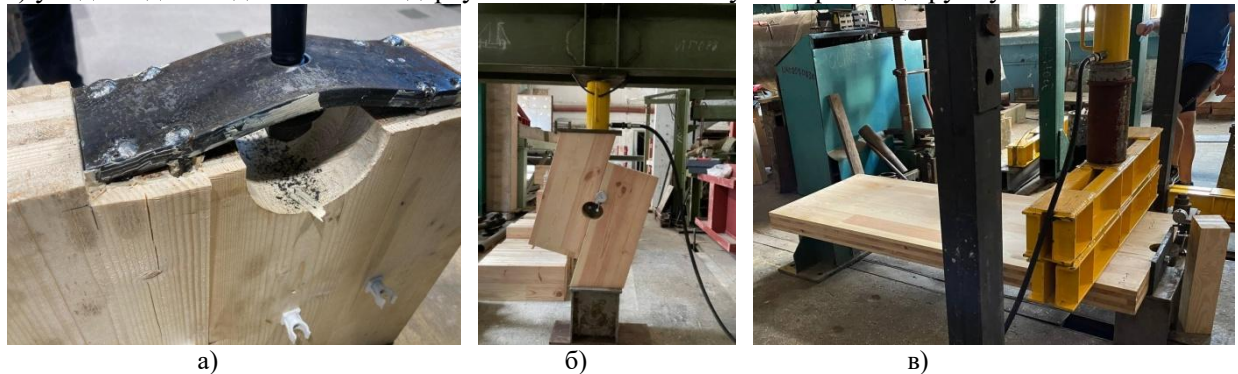


Рис. 3 Загальний вид зразків з конектором при випробуваннях на висмикування (а), зсув у площині панелі (б) та із площини панелі (в)

Результати статичних випробувань міцності конектора порівнювались з результатами аналітичних розрахунків (рис.4) та розрахунків за існуючими інженерними методиками з урахуванням певних передумов. Характер руйнування зразків при висмикуванні та при зсуві у площині CLT панелі мали пластичний характер, а при зсуві із площини спостерігалось крихке руйнування шляхом сколювання деревини.

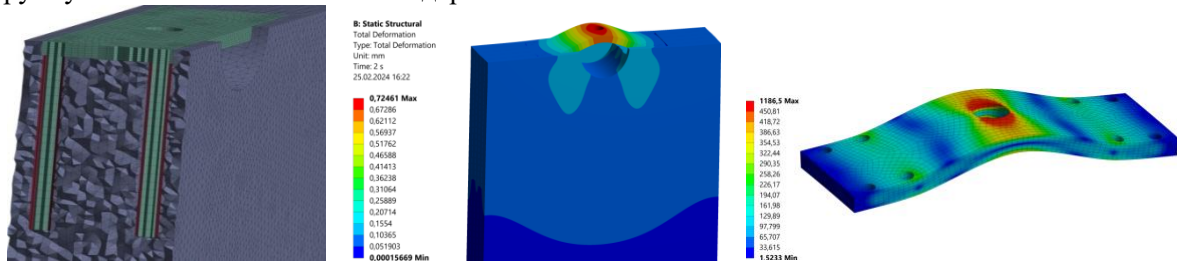


Рис. 4 Розподіл деформацій металевої пластини (а) і конектора цілому (б) при рівнях навантаження 30кН

Попередні розрахунки 3-поверхової будівлі з ПКД панелей із запропонованим конектором з вклеєними стержнями показують, що результуючі зусилля в з'єднаннях не перевищують розрахункових теоретичних значень несучої здатності, отримані для висмикування та зсуву. Характеристичні значення міцності конектора визначались з урахуванням вимог стандарту EN 14358:2016. Середнє значення підатливості конектора при зсуві у площині панелі $K_s=31.28$ кН/мм, а із площини $K_s=32.54$ кН/мм. Коефіцієнти варіації при зсуві у площині та із площини панелей склали 16.13% та відповідно 4.34%.

Висновки

Виконані чисельні та експериментальні дослідження конектора на висмикування ($N=45-55$ кН), зсув у площині ($Q=116$ кН) та з площині панелі ($Q=62$ кН) показали що несуча здатність вища за обчислені величини і ще більша за величини зусиль які виникають у конекторі на прикладі розглянутої 3-поверхової будівлі з ПКД панелей, а саме $N=20.2$ кН та $Q=14.8$ кН. Низький параметр міцності при зсуві з площини панелі за необхідності слід підвищувати шляхом збільшення відстані від осі вклеєного стержня до зовнішньої грані панелі (мінімум 2-3d або навіть 6d згідно ЕТА [14]), що забезпечить відсутність розколювань дошок зовнішніх шарів ПКД панелі та підвищить вогнестійкість вузла. Також можливо виконувати гвинтові підсилення у напрямку поперечному осі вклеєних стержнів.

Наявні результати проведених досліджень дають впевненість у практичному використанні запропонованого конектору у 1-2 поверховому будівництві та потребує додаткових подальших досліджень в умовах складного напруженого стану та кручення.

ВСТАНОВЛЕННЯ БАЛЬНОСТІ УДАРНИХ ПОВІТРЯНИХ ХВИЛЬ.

Кочкарьов Д.В., Азізов Т.Н.

Кочкарьов Д.В., докт. техн. наук, проф.¹, Азізов Т.Н., докт. техн. наук, проф.²

¹Національний університет водного господарства та природокористування, Рівне, Україна

²Уманський державний педагогічний університет імені Павла Тичини, Умань, Україна;

Вступ. Розрахунок несучих конструкцій на дію ударної повітряної хвилі передбачає виконання складних динамічних розрахунків. Основний метод який використовується для проведення таких розрахунків, це – пряме інтегрування рівнянь руху. Такі розрахунки першочергово потребують встановлення основних параметрів діаграм тиску ударної повітряної хвилі на необхідну для аналізу конструкцію, а також встановлення основних динамічних характеристик цієї конструкції. Складність таких розрахунків обумовлена не тільки необхідністю встановлення всіх вище наведених параметрів, а й безпосереднім виконанням динамічного розрахунку. Хоча й сучасні програмні комплекси SCAD-Office та Lira-SAPR дозволяють виконувати такі розрахунки необхідна чітка класифікація вибухових навантажень.

Таким чином **метою доповіді** є розгляд пропозицій з нормування ударних повітряних хвиль на будівлі та споруди.

Виклад основного матеріалу. Загально відомо [1, 2], що основними параметром, який визначає значення діаграм тиску ударних повітряних хвиль є відносна приведена відстань $Z = R/\sqrt[3]{W}$, де R – відстань від будівлі до епіцентру вибуху, м; W – еквівалентна маса тротилу, кг. Саме тому бальність повітряної ударної хвилі встановимо залежно від відносної приведеної відстані Z, при цьому її найбільше значення приймемо рівною 10 та встановимо її по найбільшому тротиловому еквіваленту звичайних засобів ураження, $W_{\max}=863$ кг. У такому випадку бальність повітряної ударної хвилі буде визначатися за виразом $B=10 \cdot Z_{\max} / Z$, де $Z_{\max}=1,575 \text{ м/кг}^{1/3} = 3,97 \text{ ft/lbs}^{1/3}$. Остаточний вираз для визначення бальності окремого виду боєприпасу набуде такого вигляду: для $[Z]=[\text{м/кг}^{1/3}]$ - $B=15,75/Z$, для $[Z]=[\text{ft/lbs}^{1/3}]$ - $B=39,7/Z$. Такий підхід дає можливість встановити бальність повітряної ударної хвилі для всіх звичайних засобів ураження (див. табл.1).

Таблиця 1. Визначення бальності повітряної ударної хвилі сучасних засобів ураження

№ п/п	Назва засобу ураження	Значення приведеної відстані, $[\text{м/кг}^{1/3}]$	Значення приведеної відстані, $[\text{ft/lbs}^{1/3}]$	Бальність	
1	БМ-27 «Ураган»	3.691	9.301	4.27	4
2	БМ-30 «Смерч»	3.203	8.070	4.92	5
3	Х-31/Х31ПД (ПМ)	2.819	7.103	5.59	6
4	Х-35УЭ	2.571	6.478	6.13	

5	X-15	2.542	6.406	6.20	
6	X-41 П-270 «Москит» ЗМ80	2.542	6.406	6.20	
7	X-58У/Х-58УШК	2.542	6.406	6.20	
8	Р-500 (9М728/«Іскандер»)	2.477	6.243	6.36	
9	РК «Точка»	2.477	6.243	6.36	
10	ЗМ55 П-800 «Оникс»	2.017	5.084	7.81	8
11	Х-59М/Х-59М2	1.975	4.976	7.98	
12	Х-55/Х-55СМ	1.818	4.581	8.67	9
13	Х-555	1.818	4.581	8.67	
14	Х-101	1.789	4.509	8.80	
15	ЗМ-14 «Калібр»	1.762	4.441	8.94	
16	Х-47М2 «Кинжал»	1.725	4.347	9.13	
17	9М723 «Іскандер»,	1.702	4.288	9.26	
18	Х-22	1.575	3.970	10.00	10

За необхідності можна встановити бальність ударної повітряної хвилі для різних засобів ураження, і навіть із значно більшим еквівалентом тротилу, що відповідає бальності 10. У такому випадку бальність буде вищою за 10.

Покажемо приклад встановлення ударної бальності дрону Shahed 136, якщо його влучання очікується на відстані 15 м, 10 та 6,5 м від будівлі. Значення еквіваленту тротилу, який може нести дрон Shahed 136 складає **$W=1,37 \times 50=68,5$ кг**. Тоді відносна приведена відстань дорівнює: при 15 м $Z_{15}=3,67$, при 10 м $Z_{10}=2,44$, при 6,5 м $Z_{6,5}=1,59$. Відповідна бальність ударної повітряної хвилі складає $B_{15}=4,29 \approx 4$ б, $B_{10}=6,45 \approx 6$ б, $B_{6,5}=15,75 \approx 9,9$ б.

Запропонований підхід до встановлення бальності дасть можливість розробки спрощеного інженерного методу розрахунку конструкцій будівель та споруд на ударні повітряні хвилі, а також нормування впливу ударних повітряних хвиль. Зокрема при виконанні розрахунків методом прямого інтегрування рівнянь руху, отримують коефіцієнт динамічності β , який залежить від відношення τ/T (де τ , T – відповідно час дії позитивної фази тиску вибухової хвилі та період власних коливань конструкції). Так як значення кожної бальності відповідає певній діаграмі тиску (у позитивній та негативній фазах), то є можливість використання більш спрощеної залежності $\beta=f(T)$, для встановленої бальності. Це дає змогу використовувати загальновідому спектральну методику, яка використовується для розрахунку сейсмічних впливів, для ударних повітряних хвиль. У такому

випадку визначення інерційних навантажень від вибухового навантаження для заданої форми коливань, можна виконувати за виразом $S=K_1 K_2 A Q_k \beta_i K_\psi \eta_i$, де K_1 – коефіцієнт, що враховує можливе пошкодження будівель та споруд, K_2 – коефіцієнт, що враховує конструктивні особливості будівель та споруд, $Q_k=mg$ – вага фрагменту будівлі або споруди віднесена до відповідної точки, A – коефіцієнт розрахункової ударної бальності, $\beta_i=f(T)$ – коефіцієнт динамічності, який відповідає i -му тону власних коливань та встановленій категорії ґрунтів та певній вибуховій бальності, K_ψ – коефіцієнт, що залежить від дисипативних властивостей конструкцій та основ; η_i – коефіцієнт, який залежить від форми деформацій будівлі або споруди при його власних коливаннях по i -тому тону, а також від місця прикладення навантаження. Коефіцієнти K_1, K_2, K_ψ, η_i на даному етапі пропонується приймати рівними 1. Запропонований підхід дозволить використовувати сучасні програмні комплекси для розрахунку будівель, споруд а також їх елементів на ударні повітряні хвилі спектральним методом, в яких є можливість виконувати корегування графіків динамічності при розрахунках на сейсмічні впливи. У програмному комплексі SCAD-Office така можливість є. У програмному комплексі ЛІРА-САПР є можливість введення графіку спектр-відповідь у координатах прискорення частота, що після певних перетворень також дає можливість використання розроблених пропозицій. У такому випадку розглядається акселерограма ударної повітряної хвилі. Акселерограму ударної повітряної хвилі можна отримати, як для надземних ударних повітряних хвиль так і для підземних ударних хвиль. Акселерограми, так само як і у випадку з графіками динамічності, повинні відповідати певній бальності повітряної ударної хвилі.

Висновки. Запропоновано нормування повітряних ударних хвиль залежно від приведеної відстані. Розроблено методику визначення бальності ударних повітряних хвиль для звичайних засобів ураження. Запропоновано спектральний метод розрахунку на ударні повітряні хвилі на основі графіків динамічності побудованих для певної ударної бальності, що дозволяє за допомогою сучасних програмних комплексів проводити розрахунки будівель, споруд, а також їх елементів. У подальшому планується поширити дану методику на розрахунок не тільки окремих елементів, а й на каркаси будівель та споруд.

Список літератури

1. Unified Facilities Criteria (2008), “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.
2. Kingery C. N., Bulmash G., (1984) “Technical report ARBRL-TR-02555: Air blast parameters from TNT spherical air burst and hemispherical burst”, AD-B082 713, U.S. Army Ballistic Research Laboratory, Aberdeen Proving Ground, MD.
3. Yan S., Wang J.-H., Wang D., Zhang L. Mechanism analysis on progressive collapse of RC frame structure under blast effect. Gongcheng Lixue/Engineering Mechanics. 2009. No.26 (SUPPL. 1). Pp. 119–123, 129.
4. Нагрузки воздействия на здания и сооружения / В.Н. Гордеев, А.И. Лантух-Лященко, В.А. Пашинский, А.В. Перельмутер, С.Ф. Пичугин. М., 2006. – 482 с.

РОЗРАХУНОК БУДІВЛІ НА ВПЛИВ ДІЇ ПОВІТРЯНОЇ УДАРНОЇ ХВИЛІ ПРЯМИМ ДИНАМІЧНИМ МЕТОДОМ.

Барабаш М.С., Ромашикіна М. А.

ООО «ЛИРА САПР», м. Київ, Україна

Розрахунок впливу повітряної ударної хвилі на будівлі є надзвичайно важливим для нашої країни, яка перебуває в умовах воєнних дій. Такий розрахунок дозволяє виявити та посилити вразливі місця конструкцій, що може врятувати життя людей і зменшити ризики пошкоджень. Однією з ключових задач загальної проблеми вибухонебезпеки є здатність визначати навантаження на будівельні та вибухостійкі конструкції. Оскільки вибухові процеси є нестационарними, необхідно мати змогу визначати їх динамічні характеристики, враховуючи складну ударно-хвильову взаємодію повітряної ударної хвилі як руйнівного фактора для будівельної конструкції. Складність цієї задачі вимагає розширення арсеналу сучасних розрахункових методів за допомогою нових підходів до визначення форми силового імпульсу, що передається будівельній конструкції від ударної хвилі.

В LIRA-CAD 2025 розроблено спеціальний алгоритм який дозволяє автоматизувати всі процеси по визначенню інтенсивності вибухового навантаження та прикладання цього навантаження на відповідні елементи [1]. Він вбудований у систему «Генератор» (рис.1), яка базується на параметричному моделюванні та візуальному програмуванні за допомогою нодів. Розрахунок значень надлишкового тиску на елементи конструкцій виконується відповідно до (UFC 3-340-02: Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions) [2,3].

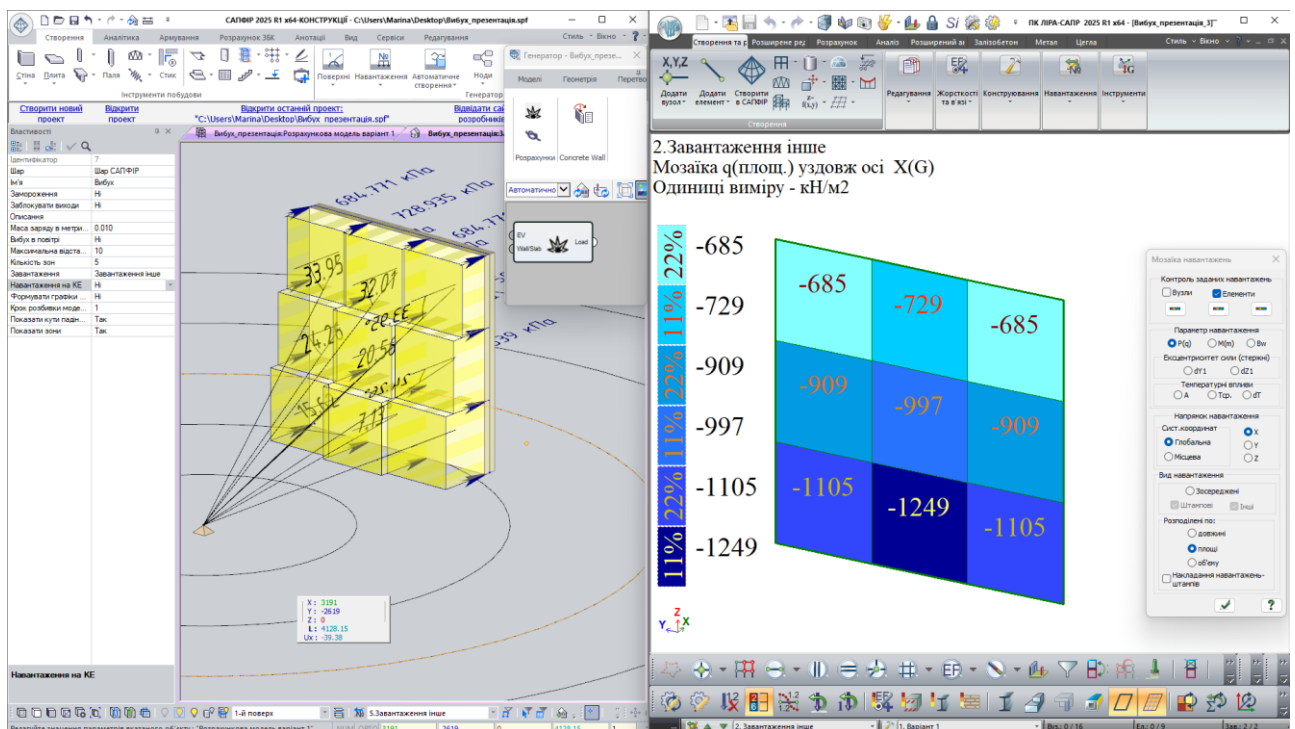


Рис. 1. Формування вибухового навантаження за допомогою нода Вибух

В LIRA-FEM 2025 реалізовано розрахунок конструкцій на динамічні впливи за двома методами: спектральний метод та метод прямого динамічного інтегрування [4]. Тож зібрані навантаження можна прикласти як статичні, так і як динамічні навантаження, які змінюються в часі.

Динамічне навантаження, що діє на конструкцію, може бути задане за допомогою аналітичної функції, яка описує загальний закон зміни цього навантаження протягом часу. Для цього прикладемо статичне рівномірно розподілене по площі навантаження нормально до поверхні фронтальної, бічних і тильної стін, а також покриття, і перетворимо його на динамічне.

Для перетворення дії ударної хвилі в динамічне навантаження задаються відповідні графіки зміни тиску в часі (рис. 2). Величини навантаження з цього графіка будуть автоматично множитися на число яке задається як інтенсивність статичного навантаження.

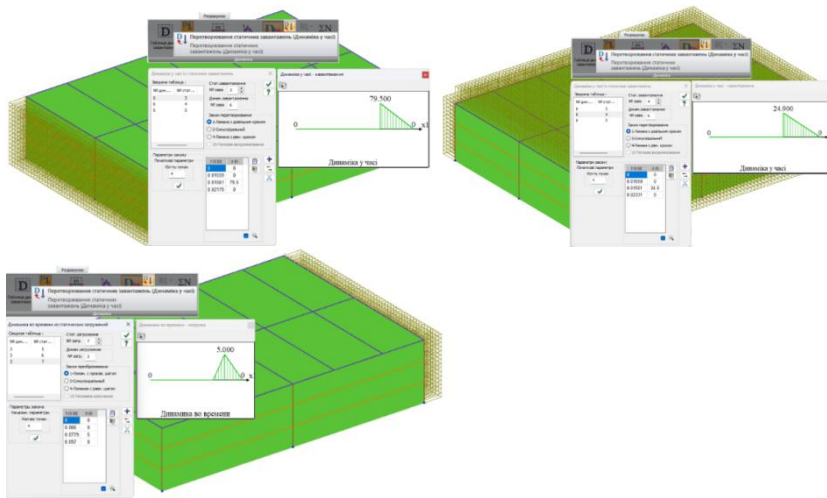
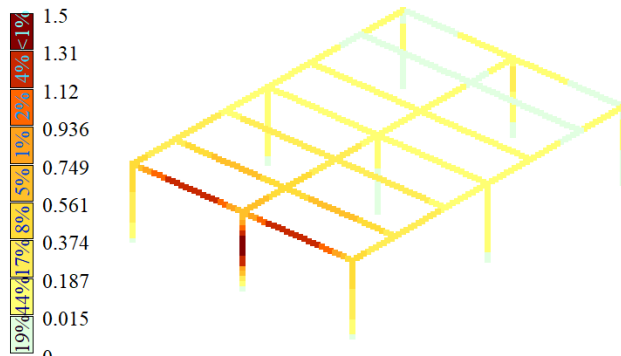


Рис. 2. Перетворення статичних завантажень в динамічні завантаження

Результати динамічного розрахунку показують, що максимальні переміщення каркасу будівлі складають 1,5 см вздовж осі X та 0,5 см вздовж осі Y (рис. 3), що є менше за максимальне горизонтальне відхилення, яке дорівнює $H/25$ [3] (18,28 см). Однак найбільші переміщення спостерігаються в огорожувальних конструкціях, де вони досягають 4 метрів, що свідчить про їхню можливу руйнацію.

Огінаюча максимальних за абсолютною величиною значень
Мозаїка переміщень по X(G)
Одиниці виміру - см



Огінаюча максимальних за абсолютною величиною значень
Мозаїка переміщень по Y(G)
Одиниці виміру - см

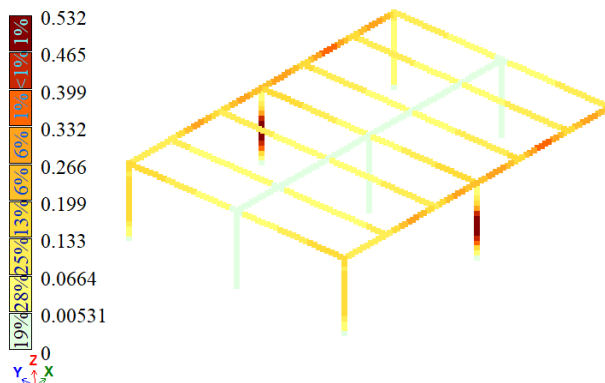


Рис. 3. Мозаїка переміщень вздовж осі X та Y, м

Висновок. Таким чином, використовуючи спрощений графік зміни тиску вибуху в часі та метод прямого динамічного інтегрування, можливо здійснити розрахунок впливу повітряної ударної хвилі на конструкцію за допомогою методу скінченних елементів. Врахування фізичної, геометричної нелінійності та демпфування в LIRA-FEM сприяє підвищенню точності оцінки ризиків при проектуванні захисних структур, споруд подвійного призначення, розробці проектних рішень та проведенні досліджень у сфері вибухобезпеки.

Література

1. Ромашкіна, М.А., Пісаревський, Б.Ю., Журавльов, О.В. Розрахунок будівлі на вплив дії повітряної ударної хвилі прямим динамічним методом з використанням ПК ЛІРА-САПР. Будівельні конструкції. Теорія і практика, 2024. – Вип.14. – Ст. 147–160. DOI: <https://doi.org/10.32347/2522-4182.14.2024.147-160>
2. USA Department of Defense (DoD), UNIFIED FACILITIES CRITERIA (UFC) 3-340-02: Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions, 2008
3. Ramon Gilsanz, Ronald Hamburger, Darrell Barker, Joseph L. Smith, Ahmad Rahimian, AISC Design Guide 26: Design of Blast Resistant Structures, AISC 2013
4. Барабаш М.С., Костира Н.О., Максименко В.П Modeling of Building Structures Resistance to Collapse Failure from Explosive Impact Advances in Science and Technology— 2024. —Vol. 156. — P.65-74 <https://doi.org/10.4028/p-CSaY06>

ДО ВИБОРУ МЕТОДУ РОЗРАХУНКУ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ДІЇ УДАРНОЇ ХВИЛІ. *Азізов Т.Н., Кочкарьов Д.В.*

Азізов Т.Н., докт. техн. наук, проф.¹, Кочкарьов Д.В., докт. техн. наук, проф.²

¹Уманський державний педагогічний університет імені Павла Тичини, Умань, Україна;

²Національний університет водного господарства та природокористування, Рівне, Україна

Вступ. Відомо, що динамічні переміщення і зусилля в конструкції захисних споруд визначаються з використанням коефіцієнта динамічності, який залежить від відношення часу дії тиску від вибуху до періоду власних коливань [3]. Для розрахунків форма кривої залежності тиску від часу може мати різні вигляди. Це експоненціальна крива за Фрідлендером [2], степенева крива за А.В. Перельмутером [4], спрощені лінійні залежності [3]. В [3] рекомендовано вести розрахунок конструкції при $\tau/T \leq 1/3$ (де τ та T – відповідно час дії позитивної фази тиску та період власних коливань конструкції) за дії імпульсу; при більших значеннях τ/T – методом прямого інтегрування рівнянь руху. Однак, тиск від вибухової хвилі має як позитивну фазу, так і негативну [3, 4]. Перед інженером стає питання, який саме імпульс слід брати до уваги, адже величина негативного імпульсу теж доволі велика і порівняна з величиною позитивного імпульсу [3]. Крім того, при певних значеннях періоду коливань конструкції може бути ситуація, коли під часу руху конструкції в негативному напрямку (вверх), негативна фаза тиску від вибуху може збільшити динамічні переміщення.

З огляду на вищесказане, **метою доповіді** є аналіз зміни коефіцієнта динамічності при врахуванні різних форм дії вибухової хвилі і різних фаз коливань згинальної конструкції.

Виклад основного матеріалу. Для аналізу розглянемо однопрольотну балку з різним періодом власних коливань T за дії вибухової хвилі від вибухової речовини масою $W=800$ кг. Заданими [3] в такому випадку визначено величину $\tau=16.43$ мс. Значення $\tau=7.02$ мс для варіанту з лінійним розподілом прийнято з умови рівності імпульсу позитивної фази тиску для лінійної і нелінійної функції тиску. Розглянута модель з однією еквівалентною масою в середині прольоту балки (з одним ступенем свободи). Еквівалентна маса m визначена за відомим методом будівельної механіки. При цьому в правій частині відомого диференціального рівняння стоїть вираз $P_{so}/m \cdot f(t)$, де P_{so} – максимальне значення тиску вибухової хвилі; $f(t)$ – функція зміни в часі тиску від вибухової хвилі.

Розглянуто три фази коливань балки: перша фаза – за дії позитивного тиску; друга фаза – за дії негативного тиску; третя фаза – фаза вільних коливань. Рішення диференціального рівняння залежить від вигляду функції $f(t)$. При цьому лінійна залежність виглядає $f(t)=1-t/\tau$; залежність за Фрідлендером [2] виглядає $f(t)=(1-t/\tau) \cdot \text{Exp}(-b \cdot t/\tau)$, де b – константа, яка залежить від величини імпульсу i та часу дії позитивної фази τ . При рішенні диференціального рівняння руху для першої фази прийняті початкові нульові умови. Початковими умовами для другої фази прийняті переміщення маси $y(\tau)$ та її швидкість $v(\tau)$ в кінці першої фази. Початковими умовами для третьої фази [1] (рівняння без правої частини) прийняті переміщення маси $y(\tau_{tot})$ та її швидкість $v(\tau_{tot})$ в кінці другої фази (де τ_{tot} – сума часу дії позитивної та негативної фази тиску).

В таблиці 1 наведені дані порівняння коефіцієнтів динамічності при лінійної та нелінійної функції тиску для різних значень періоду T . Через β_1 та β_3 позначені коефіцієнти динамічності відповідно в першій та третій фазах. Через $\beta_{3,imp}$ позначений коефіцієнт динамічності при розрахунку за дії імпульсу. Як можна бачити з таблиці 1 від величини τ/T суттєво залежить факт, в якій фазі коливань коефіцієнт динамічності буде максимальним. Крім того, при однаковому імпульсі значення коефіцієнтів суттєво відрізняються при розгляді лінійної чи нелінійної дії тиску. Розрахунок за імпульсом можна застосовувати при $\tau/T \leq 0.3$ (похибка між β_3 та $\beta_{3,imp}$ в варіанті 3 і далі невелика). Тобто при малих значеннях τ/T максимальний коефіцієнт динамічності, визначений в другій фазі при прямому інтегруванні рівнянь руху наближається до значення при розрахунку за імпульсом, що в принципі говорить на користь застосування методу прямого інтегрування, як більш загального методу.

Вплив рахування негативної фази дії тиску від вибухової хвилі показаний в таблиці 2. З таблиці 2 можна бачити, що при відносно малих значеннях τ/T максимальне значення коефіцієнту динамічності може бути суттєво більшим при врахуванні негативної фази тиску, ніж без такого врахування. Вважаючи на те, що β_3 та $\beta_{3,imp}$ при малих значеннях τ/T практично не відрізняються (див. табл. 1), не врахування цього фактору може призвести до суттєвих помилок.

Дані таблиць 1 та 2 свідчать, що аналіз простої одномасової системи говорить про багато викликів при проектуванні згинальних конструкцій на дію тиску від вибухової хвилі. Тому перед тим, як моделювати захисну споруду в будь-якому програмному комплексі слід вивчити вплив того чи іншого фактору на динамічні зусилля системи.

Висновки. Окрім сказаного вище, одним з важливих висновків теоретичного аналізу є факт, що значення максимального коефіцієнту динамічності β_{max} не співпадає з значенням максимального прискорення маси a_{max} ні по часу, ні по значенню. Тому, якщо в програмному комплексі застосовується акселерограмний або спектральний підхід, слід застосовувати певне значення прискорення a_{ekv} , яке буде відповідати максимальному динамічному коефіцієнту. Відомо з теорії динаміки, що коефіцієнт динамічності – це відношення максимального динамічного переміщення до статичного переміщення за дії умовно максимального значення динамічної сили. Однак, наприклад, в програмі Lira-SAPR при розрахунку простої одномасової системи методом прямого інтегрування рівнянь руху виявляється, що значення максимального динамічного згинального моменту включає в себе момент від статичної дії маси m , чим самим збільшує реальний динамічний момент. Якщо для розрахунку на сейсмічні впливи це мало впливає (рух маси в горизонтальному напрямку), то за дії вибухової хвилі це не припустимо. Хоча це іде в запас міцності, але факт треба враховувати. Бажано спочатку визначити коефіцієнт динамічності, потім значення еквівалентного навантаження P_{ekv} і за тим визначити коефіцієнт до маси діленням цього еквівалентного навантаження на масу і потім застосовувати програмний комплекс. При розрахунках в окремих випадках слід враховувати негативну фазу тиску вибухової хвилі, що можливо при застосуванні методу прямого інтегрування рівнянь руху і дозволяє вибрати максимальний коефіцієнт динамічності. Максимальне значення коефіцієнта динамічності слід обирати з різних фаз. При великих значеннях τ/T значення коефіцієнту динамічності при різних функціях практично рівні.

Таблиця 1. Коефіцієнти динамічності на різних фазах для лінійної і нелінійної функції тиску

№	T	Лінійна функція тиску ($\tau=7.02$ мс)				Функція тиску за Фрідлендером ($\tau=16.43$ мс)		
		τ/T	β_1	β_3	$\beta_{3,imp}$	τ/T	β_1	β_3
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0,0063	1,115	1,59	0,906	0,353	2,609	1,346	0,902
2	0,0141	0,495	1,19	1,181	1	1,16	0,93	0,819
3	0,0252	0,279	0,741	0,801	0,768	0,652	0,688	0,746
4	0,0393	0,1784	0,368	0,54	0,531	0,417	0,494	0,394
5	0,0567	0,1239	0,19	0,383	0,379	0,29	0,378	0,328
6	0,1275	0,055	0,039	0,172	0,172	0,129	0,14	0,178
7	0,1574	0,045	0,026	0,14	0,14	0,104	0,097	0,143
8	0,1905	0,037	0,018	0,0115	0,0115	0,086	0,068	0,117
9	0,227	0,031	0,013	0,097	0,097	0,072	0,049	0,097

Таблиця 2. Коефіцієнти динамічності без врахування негативної фази тиску та з її врахуванням

№	T	τ/T	Без врахування негативної фази		З врахуванням негативно фази тиску		
			β_1	β_3	β_1	β_2	β_3
1	2	3	4	5	6	7	8
1	0,0063	2,609	1,346	0,902	1,346	1,0	0,626
2	0,0141	1,16	0,93	0,819	0,93	0,957	0,712
3	0,0252	0,652	0,688	0,746	0,688	0,776	0,674
4	0,0393	0,417	0,494	0,394	0,494	0,642	0,129
5	0,0567	0,29	0,378	0,328	0,378	0,396	0,279
6	0,1275	0,129	0,14	0,178	0,14	0,18	0,1
7	0,1574	0,104	0,097	0,143	0,097	0,166	0,088
8	0,1905	0,086	0,068	0,117	0,068	0,156	0,004

9	0,227	0,072	0,049	0,097	0,049	0,146	0,076
---	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

Список літератури

1. Clough R.W., Penzien J. Dynamics of Structures. New-York, 1975.—319 p.
2. Karlos V, Solomos G (2013) Calculation of blast loads for application to structural components, JRC Technical report, EUR 26456 EN. <https://doi.org/10.2788/61866>
3. UFC 04-010-01, DoD Minimum Antiterrorism Standards For Buildings , U.S. Department of Defense, Washington, DC, 2007.
4. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / В.Н. Гордеев, А.И. Лантух-Лященко, В.А. Пашинский, А.В. Перельмутер, С.Ф. Пичугин. М., 2006. – 482 с.

ОЦІНКА СТІЙКОСТІ ҐРУНТОВОГО МАСИВУ З ВИКОРИСТАННЯМ СІТКОВИХ МЕТОДІВ.

Іван Іванович Солодей, Василь Михайлович Павленко

Іван Іванович Солодей д.т.н., професор, Василь Михайлович Павленко аспірант.

Київський національний університет будівництва і архітектури м. Київ, Україна

Вступ. Для розв'язання специфічних задач з кола інженерної практики часто необхідно використовувати методи розрахунку, розроблені саме для даних задач. У такому випадку універсальні методи стають безсилими без їх модифікації чи комбінації з іншими. Комбінація методів дає змогу використовувати широко апробований універсальний інструмент для вирішення вузького кола задач у зручному для користувача вигляді, без необхідності залучення різних програмних комплексів для розв'язання однієї задачі. У даному випадку розглядається можливість використання методу скінченних елементів (МСЕ), як найбільш розповсюдженого представника сіткових методів, для оцінки стійкості зсувонебезпечних схилів і укосів, що дає змогу розширити можливості програмних комплексів МСЕ при вирішенні таких задач.

Мета роботи: створення алгоритму розв'язання задач стійкості ґрунтових масивів на основі методу скінченних елементів та перевірка його працездатності шляхом розгляду тестових задач.

Виклад основного матеріалу дослідження. Оцінка стійкості схилів - складна інженерна задача, для вирішення якої розроблені різноманітні методи. Ці методи переважно не є універсальними та мають свої недоліки. Однією з груп методів, що широко використовуються для такого типу задач, є методи граничної рівноваги. Головними недоліками яких є відсутність аналізу напружено-деформованого стану та обмеження опису поведінки ґрунту лінійними підходами. Другою групою методів, що використовується в спеціалізованих геотехнічних програмних комплексах, які засновані на МСЕ, є методи зниження міцності ґрунту (SRM-strength reduction method), головним недоліком яких є значна трудомісткість процесу розрахунку через необхідність виконання складних ітераційних розрахунків. Детальніше особливості даних груп методів розглянуті у статті [3].



Рис.1. Блок-схема запропонованого алгоритму оцінки стійкості схилів

Комбінація наведених вище груп методів надає змогу згладити описані недоліки, а саме визначити напружено-деформований стан (НДС) схилу, положення мінімальної поверхні ковзання та значення коефіцієнту стійкості заданого схилу в межах одного підходу. Слід зазначити, що поєднання груп пропонується проводити на базі застосування теорії графів, що використовуються у різних галузях для вирішення широкого кола задач. Сітка скінченних елементів, в деякій мірі, є відображенням структури графу із своїми властивостями та характеристиками. А пошук мінімальних шляхів є природньою задачею теорії графів.

Алгоритм розв'язання задачі для оцінки стійкості схилу, що використовує даний підхід, наведено на рис.1, на якому зображено послідовність і ключові етапи цього підходу. Першим з них є використання МСЕ, що дозволяє проаналізувати напружено-деформований стан схилу і отримати вихідні дані для використання теорії графів. Далі на основі скінченно-елементної моделі схилу будуються вузли та ребра графу (сітки), визначається вага ребер графу з використанням НДС схилу. У подальшому застосовується алгоритм пошуку найкоротшого шляху в графі між точками на поверхні схилу, що дає змогу локалізувати поверхню ковзання. Наступним етапом є визначення коефіцієнту стійкості і побудова поверхні ковзання. У публікації [2] висвітлені питання перетворення СЕ моделі у граф.

Проведено ряд порівняльних розрахунків для перевірки запропонованого підходу до вирішення задач стійкості, а саме виконано розрахунок двох тестових задач з різними геологічними умовами. У задачі №1 проведено розрахунок уявного схилу, складеного з однорідного ґрунту, у двох постановках - без навантаження та з додатковим навантаженням. У задачі №2 проведено розрахунок уявного схилу з аналогічною геометрією, як в задачі №1, проте з кількома різними шарами ґрунту. У таблиці 1 наведено фізико-механічні характеристики ґрунтів. На рисунках 2,3 показано розрахункові схеми з вказанням номерів шарів ґрунту, що відповідають номерами у табл. 1. Розрахунки виконувалися за допомогою ПК «Plaxis 2D» та ПК «Укіс» (компонент програм SCAD-Office), запропонований підхід реалізувався у поєднанні з результатами, отриманими за допомогою ПК «ЛІРА-САПР», що використовувався для оцінки НДС схилу. Для розрахунків у ПК «Plaxis 2D» та ПК «ЛІРА-САПР» було використано модель ґрунту Кулона-Мора, оскільки була можливість використання даної моделі в обох ПК і отримання співставних результатів.

Номер шару	Ґрунт	Природна вологість	Щільність ґрунту	Питома вага ґрунту	Коефіцієнт пористості	Кут внутрішнього тертя	зчеплення	Модуль деформації
		Дол. од.	г/см ³	кН/м ³	Дол. од.	Град.	кПа	МПа
		W	ρ	γ	e	ϕ	C	E
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Насипний ґрунт	0.167	1.62	15.89	0.889	16	23	9.4
2	Супісок	0.139	1.68	16.48	0.721	22	14	12.5
3	Пісок сер. круп.	0.1	1.78	17.46	0.63	35	1.2	32
4	Глина напівтверда	0.378	1.85	18.15	0.822	15	50	18.7

Отримані результати розрахунків, а саме визначені коефіцієнти стійкості, для задачі №1 та №2 представлені у таблиці 2. Форми поверхонь ковзання наведено лише для задачі №2 для постановки з додатковим навантаженням, щоб уникнути перевантаження тексту однотипним графічним матеріалом. На рисунках 4-6 наведені поверхні ковзання, отримані різними методами для задачі №2, у постановці з додатковим навантаженням. На рисунку 5 наведена епюра приросту переміщень, отримана в ПК «Plaxis 2D», оскільки у даному програмному комплексі можна обрахувати коефіцієнт стійкості, але неможливо отримати безпосередньо поверхню ковзання, тому про її положення і характер можна судити аналізуючи саме епюру приросту переміщень. На рисунку 7 наведено поверхню ковзання саме для спрощеного методу Янбу, оскільки він показав найкращу збіжність з методом зниження міцності ґрунту для тестових задач, які реалізовані в ПК «Укіс» і при цьому наведені в таблицях з результатами.

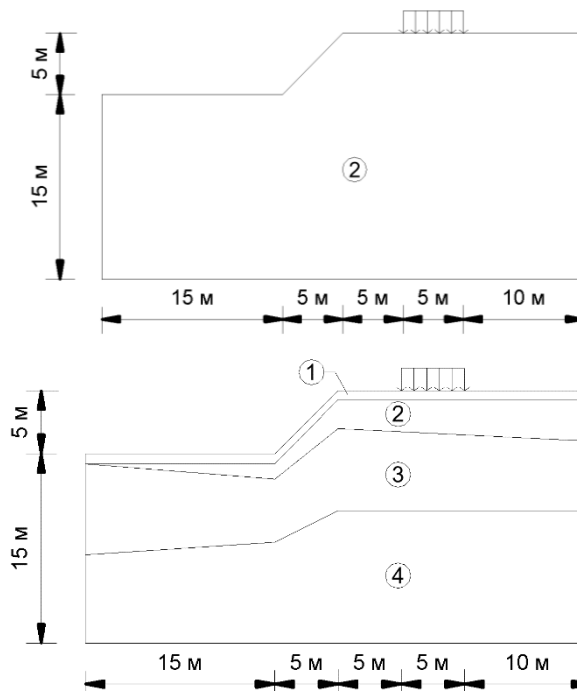


Рис.2 Розрахункова схема для задачі №1

Рис.3 Розрахункова схема для задачі №2

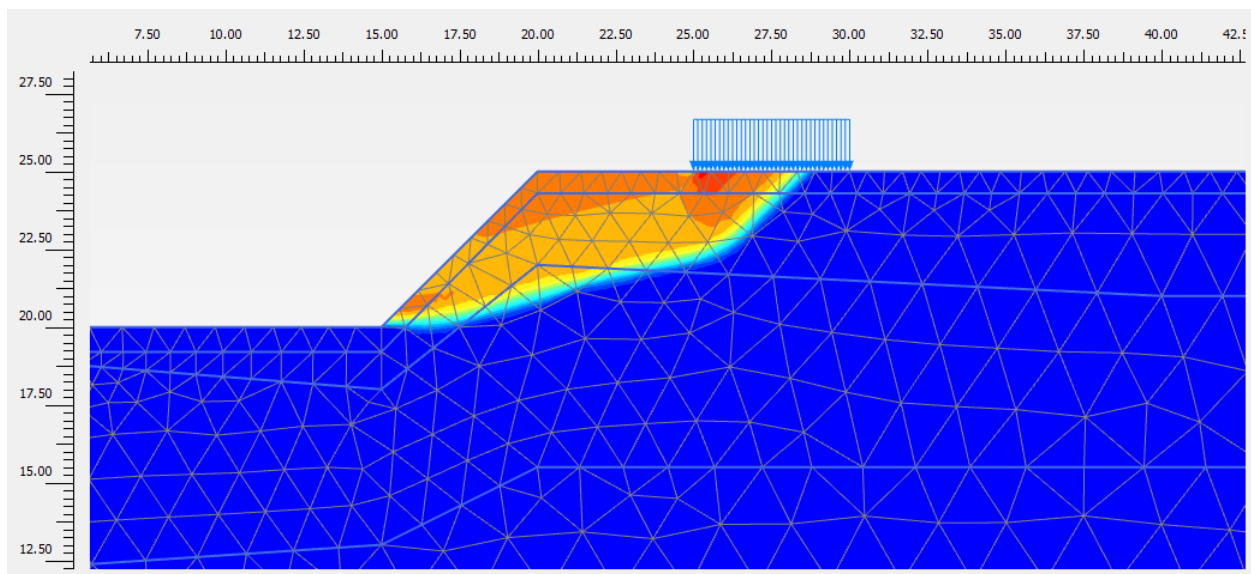


Рис.4. Епюра приросту переміщень, отримана у ПК «Plaxis 2D»
для задачі № 2 із додатковим навантаженням

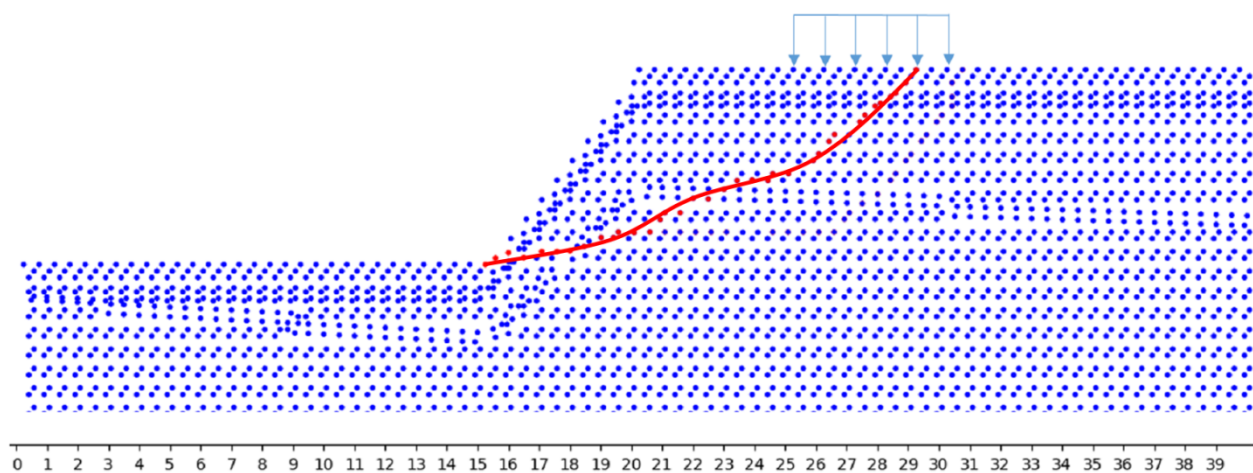


Рис.5. Поверхня ковзання, отримана запропонованим методом
для задачі № 2 із додатковим навантаженням

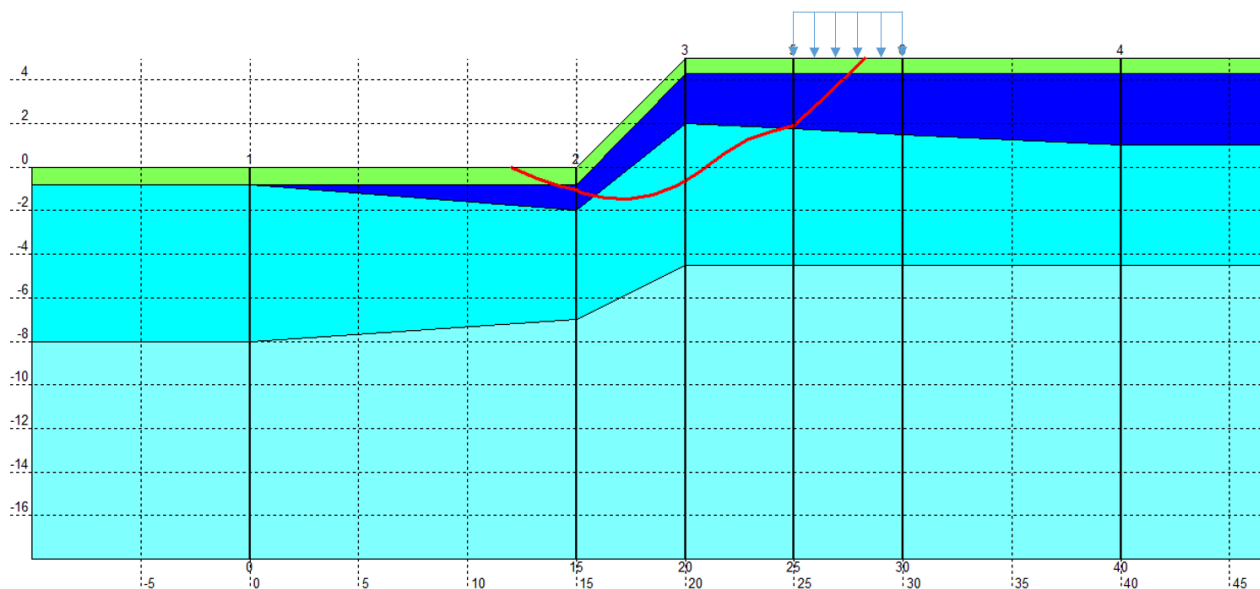


Рис.6. Поверхня ковзання, отримана у ПК «Укіс» за спрощеним методом Янбу для задачі № 2 із додатковим навантаженням

Також проаналізовано відхилення отриманих результатів у порівнянні з методом зниження міцності ґрунту. Дані порівняння отриманих коефіцієнтів стійкості занесені у відсотках до таблиці 3., в якій додатково обраховано середнє значення відхилення для усіх наведених методів.

Окремо слід зазначити, що запропонований підхід може працювати не лише в рамках використаної при розв’язанні тестових задач квазілінійної моделі Кулона-Мора, а і з іншими більш розвиненими ґрунтовими моделями. До таких моделей можна віднести: Hardening Soil Model, Soft Soil, Cam-Clay та інші, яким присвячені публікації [1,5]. Використання даних моделей дає змогу отримати напружено-деформований стан ґрунту, що більш точно описує реальний стан схилу, і на основі нього точніше локалізувати поверхню ковзання та визначити коефіцієнт стійкості. Розглядаючи можливість розв’язку означеного класу задач у просторовій постановці інтерес представляє використання напіваналітичного методу скінченних елементів [4].

Отримані коефіцієнти стійкості

Таблиця 2

Програмний комплекс, використаний для розрахунку	Група методів, на якій заснований програмний комплекс	Використаний метод розрахунку стійкості	Коефіцієнт стійкості			
			Задача №1		Задача №2	
			Постановка А: Схил, складений суцільним	Постановка В: Схил, складений суцільним із додатковим навантаженням	Постановка С: Багатошаровий схил	Постановка D: Багатошаровий схил із додатковим навантаженням
1	2	3	4	5	6	7
Plaxis	Метод скінченних елементів	Метод зниження міцності	1.756	1.383	1.769	1.425
«Укіс» (компонент SCAD-Office)	Методи граничної рівноваги	Феленіус	1.859	1.364	1.929	1.578
		Бішоп спрощений	2.013	1.51	2.193	1.683
		Янбу спрощений	1.71	1.285	1.795	1.427

ПК «ЛІРА-САПР»	Метод скінченних елементів	Запропонований метод	1.728	1.289	1.734	1.370	
Порівняльна таблиця отриманих результатів						Таблиця 3	
Програмний комплекс, використаний для розрахунку	Група методів, на якій заснований програмний комплекс	Використаний метод розрахунку стійкості	Відхилення коефіцієнта стійкості схилу відносно методу зниження міцності, в %				Середнє значення відхилення коефіцієнта стійкості, у %
			Задача №1		Задача №2		
			Постановка А: Схил, складений суцільном	Постановка В: Схил, складений суцільном із додатковим навантаженням	Постановка С: Багатошаровий схил	Постановка D: Багатошаровий схил із додатковим навантаженням	
1	2	3	4	5	6	7	8
Plaxis	Метод скінченних елементів	Метод зниження міцності	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
«Укіс» (компонент SCAD-Office)	Методи граничної рівноваги	Феленіус	5.9%	-1.4%	9.0%	10.7%	6.1%
		Бішоп спрощений	14.6%	9.2%	24.0%	18.1%	16.5%
		Ямбу спрощений	-2.6%	-7.1%	1.5%	0.1%	-2.0%
ПК «ЛІРА-САПР»	Метод скінченних елементів	Запропонований метод	-1.6%	-6.8%	-2.0%	-3.9%	-3.6%

Висновки результатів досліджень та їх подальші перспективи за вибраним напрямом. Результати розрахунку запропонованим методом демонструють високу збіжність з уже апробованими і широко розповсюдженими в інженерній практиці методами. Для розв’язаних тестових задач відхилення значень коефіцієнту стійкості по відношенню до методу зниження міцності ґрунту, що реалізований в ПК «Plaxis», не перевищує 7%, а середнє відхилення склало 3.6% для 4 різних постановок. Висока збіжність результатів і можливість обчислення коефіцієнта стійкості та побудови поверхні ковзання використовуючи дані, що отримані за допомогою МСЕ, без складних ітераційних розрахунків, підтверджують необхідність подальшої апробації і вдосконалення запропонованого методу. Це може стати зручним інструментом для вирішення задач стійкості ґрунтових масивів на зсувних і зсувонебезпечних територіях.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ:

1. Солодей І.І., Затилюк Г.А. Дослідження достовірності та ефективності використання моделей зміцнюваного ґрунту в рамках метода скінченних елементів. *Опір матеріалів і теорія споруд*: наук.-тех. збірн. К.: КНУБА, 2022. Вип. 109. С. 30-37. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2022.109>
2. Солодей І.І., Павленко В.М. Використання теорії графів для оцінки стійкості зсувних і зсувонебезпечних схилів. *Опір матеріалів і теорія споруд*: наук.-тех. збірник. К.: КНУБА, 2024. Вип. 112. С. 19-27. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2024.112.19-27>
3. Солодей І.І., Петренко Е.Ю., Павленко В.М. Особливості методів оцінки стійкості зсувних та зсувонебезпечних схилів. *Опір матеріалів і теорія споруд*: наук.-тех. збірник. К.: КНУБА, 2023. Вип. 111. С. 25-38. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2023.111.25-38>
4. Bazhenov V.A., Pyskunov S.O., Solodei I.I. Continuum mechanics: semi-analytical finite element method. Cambridge Scientific Publisher, 2018, 236 p.

5. Ronald B. J. Brinkgreve. Selection of Soil Models and Parameters for Geotechnical Engineering Application. *Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection, and Calibration*, Published by the American Society of Civil Engineers, 2005.pp. 69-98.

НОРМУВАННЯ ВИМОГ ДО ІСНУЮЧИХ БУДИНКІВ, СПОРУД ТА ЇХ ОКРЕМИХ ЕЛЕМЕНТІВ.

Володимир Семко, Наталія Магас

Володимир Семко, д.т.н., проф., Політехніка Познанська, Польща, volodymyr.semko@put.poznan.pl
Наталія Магас, к.т.н., доц., Словацький технічний університет в Братиславі, Словаччина

Метою до написання даних тез є те, що попри багаторічні дослідження українських науковців щодо питання нормування технічних станів будинків, споруд і їх окремих елементів, дане питання так і залишається не вирішеним. Можна зазначити, що в Україні діють стандарти [9, 16], але навіть не проводячи аналіз написаного в даних стандартах, слід поставити наголос саме на тому, що ці документи не є будівельними нормами, а отже не встановлюють обов'язкових вимог до об'єктів нормування, якими є будинки та споруди.

Для кращого розуміння ситуації, в якій наразі знаходиться будівельна інженерна спільнота України, необхідно зробити короткий огляд розвитку нормативної бази з обстеження існуючих конструкцій. Сучасна історія нормативної будівельної бази України розпочалась в 1991 році зі здобуттям незалежності. На сьогодні в Україні розрізняють документи двох рівнів – державні будівельні норми та стандарти (міжнародні, національні і т.д.). Державні будівельні норми – нормативні акти технічного характеру, що встановлюють обов'язкові вимоги до об'єкта нормування у будівництві, а саме до – планування та забудови території; об'єктів будівництва, містобудування та архітектури і їх складових частини; до складу і змісту документації об'єктів будівництва, містобудування та архітектури [18]. Стандарт – нормативний документ, заснований на консенсусі, прийнятий визнаним органом, що встановлює для загального і неодноразового використання правила, настанови або характеристики щодо діяльності чи її результатів, та спрямований на досягнення оптимального ступеня впорядкованості в певній сфері. Об'єктами стандартизації є: матеріали, складники, обладнання, системи, їх сумісність; правила, процедури, функції, методи, діяльність чи її результати, включаючи продукцію, персонал, системи управління; вимоги до термінології, позначення, фасування, пакування, маркування, етикетування тощо [19]. Таким чином, нормування технічних станів будинків та споруд, або їх окремих конструкцій, або інших технічних параметрів будинків – можна впроваджувати лише в державних будівельних нормах.

Варто зазначити, що станом на 1991 рік в системі радянських будівельних норм (документів з позначкою «СНиП») були відсутні документи з обстеження технічного стану будинків та споруд. Для цього використовували різні галузеві документи. Наприклад, для обстеження житлових будинків використовувався ВСН 57-88 [1], для виробничих будівель інші документи. Обстеження сталевих конструкцій виробничих будівель можна було виконувати згідно ОРД 00 000 89 [2] або згідно з Посібника з проектування підсилення сталевих конструкцій [3] до діючого в той час нормативу. Подібні рекомендації з обстеження та підсилення залізобетонних конструкцій можна було знайти в [4] і це далеко не вичерпний перелік різних рекомендаційних, методичних та допоміжних документів. Так в переліку рекомендованих джерел до [5] можна знайти 34 документи виданих в 1970-80х роках і присвячених питанням технічного обстеження, оцінки технічного стану та підсилення пошкоджених конструкцій. Цілком логічно, що наявність великої кількості посібників призводила до того, що різні групи інженерів використовували різні документи, внаслідок чого роботи з оцінки технічного стану будівель та споруд фахівцями, що працювали в рамках одного міста, могли виконуватися у різний спосіб з отриманням різних результатів, як за сутністю так і за формою представлення.

В 1995 році в Україні вступив в дію перший державний будівельний нормативний документ, розроблений групою науковців під керівництвом А. Перельмута ДБН 362-92 „Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації” [6]. Це був дійсно прогресивний документ, який включав в себе частини з вищезгаданих документів [2, 3]. Основною перевагою була зрозуміла та логічна структура. Документ містив інформацію, щодо порядку проведення технічного обстеження, оцінки технічного стану різними методами (розрахунковим, за таблицями типових дефектів та пошкоджень) та рекомендації, щодо встановлення технічного стану на основі проведеного обстеження. Найбільш цікавими положенням були рекомендації, щодо уточнення властивостей металу в конструкціях та уточнення

фактичних навантажень і впливів. До слабких сторін даного нормативу можна віднести те, що незважаючи на свій статус він залишився галузевим документом, через те, що був призначений лише для оцінки сталевих каркасів виробничих споруд. Другою слабкою стороною стало те, що класифікація технічних станів відрізнялась за назвами від інших документів, в тому числі для обстеження виробничих будівель і споруд. В 1997 році Кабінетом Міністрів України була прийнята постанова, що зобов'язала всі виробничі підприємства провести паспортизацію будівель та споруд. Кожна будівля повинна була отримати паспорт: з кресленнями, описом конструкцій, навантаженнями, що можуть сприймати ці конструкції, встановленим технічним станом та рекомендаціями щодо подальшої безаварійної експлуатації будівлі. Паспорт складався на основі технічного обстеження. Для визначення технічного стану (всього їх було 4 – від нормального до аварійного) були створено документ [7], який представляв собою збірник різних законодавчих актів, які в тому числі нормували технічний стан будинків. На відміну від [6], класифікація технічного стану передбачалась лише на основі візуальних параметрів. В той же час, в даному документі з'явився розрахунок терміну наступного планового обстеження, що базувався на терміні попереднього та коефіцієнтах, що залежали від технічного стану конструкції та агресивності навколишнього середовища. Основною метою паспорту технічного стану будівлі – було містити інформацію, щодо основних технічних параметрів будівлі (прообраз ВІМ-моделі) та давати відповідь на запитання, чи можливо експлуатувати цю будівлю в період до наступного обстеження.

В наступні 20 років ситуація пов'язана з нормами з оцінки технічного стану будівель і споруд практично не змінилась. В 2016-2017 роках було введено в дію два національних стандарти – ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016 [8] та ДСТУ Б В.2.6-210:2016 [9]. Стандарт [9] – це друга редакція нормативного документу [6], який практично зберіг свою структуру, частково були розширені розрахункові методи оцінки несучої здатності пошкоджених сталевих елементів. Стандарт [8] – формально новий документ, але побудований на основі [5, 7]. В 2024 році вступив дію стандарт ДСТУ 9273:2024 [16], що є наступною редакцією [8], з трішки зміненою назвою та збільшеним обсягом. Ідеологічно документ базується на візуальній оцінці технічного стану будівельних конструкцій. Лише для кам'яних конструкцій представлені таблиці В.3.2 та В.3.3, що містить коефіцієнти зниження несучої здатності кам'яних конструкцій за наявності пошкоджень, γ_t . Дана таблиця запозичена з Рекомендацій по підсиленню кам'яних конструкцій 1984 року [10] і є гарною ілюстрацією відсутності будь-яких нових методологічних та наукових досліджень виконаних в період з 1991 по 2023 роки, впроваджених в діючі українські норми та стандарти.

Варто наголосити, що представлення процесу нормування технічного стану будинків та споруд в системі стандартів, не відповідає структурі будівельних норм України, адже вимоги до технічного стану будинку не можуть бути предметом стандартизації, а мають бути параметром нормування. Існуючі стандарти [9, 16] не містять кількісних ознак для встановлення технічного стану, наприклад зменшення рівня надійності конструктивного елементу, в той же час додаток В [16] містить доволі дискусійні таблиці, на які потім посилаються експерти при нормуванні технічного стану будинку чи споруди спираючись лише на результати візуального огляду об'єкту. На даний час, встановлення технічного стану, не містить жодного сенсу з точки зору інженера або експерта, адже далі відсутній механізм подальших дій. Процес встановлення технічного стану споруди перетворився із інструмента, що передує подальшій роботі з будинком чи конструкцією на замкнутий процес, що не містить переходу на інший рівень роботи з будинком.

Порівняння із міжнародними нормативними документами з оцінки конструкцій, що експлуатуються. Порівнювати основні положень нормативних документів України варто з міжнародним стандартом ISO 13822:2010 [11], європейським стандартом PD CEN/TS 17440:2020 [24] та проектом Єврокоду prEN 1990-2:2024[17], що планується на заміну [24]. Можна відмітити, що загальний порядок проведення робіт з оцінки стану існуючих конструкцій доволі подібний і немає сенсу приділяти увагу незначним розбіжностям. Зупинимось на суттєвих відмінностях. Згідно ДСТУ [9] оцінка технічного стану – це встановлення рівня пошкодження сталевих конструкцій і встановлення категорії її технічного стану. Обстеження об'єкту, згідно п. 4.3 ДСТУ [16], є елементами нагляду, які визначають технічний стан об'єкту. Незважаючи на те, що стандарт [16] в п. 1.2 регламентує обстеження об'єктів з метою забезпечення норм [12, 13], що по суті є аналогами EN1990 [14] та ISO 2394 [15], інформації що визначення рівня надійності існуючих конструкцій даний документ не містить. Таким чином оцінка стану існуючих конструкцій зводиться до необхідності віднесення експертом конструкції до одного з чотирьох технічних станів: 1 – нормального, 2 – задовільного, 3 – не придатного до нормальної експлуатації,

4 – аварійного. Суттєву частину документу становить опис процедур щодо обсягів та порядку робіт з обстеження, в залежності від тих чи інших ситуацій, що на нашу думку не охоплює всіх можливих ситуацій, а іноді містить інформацію більш притаманну підручникам ніж нормативним документам. Подібні таблиці відсутні в [11, 17, 24], в той час як в п. С.1 [11] експерту пропонується на основі власного досвіду візуально якісно оцінювати конструкції згідно власної системи оцінювання. Доволі цікавим для українських інженерів та дослідників має бути документ prEN 1990-2:2024 [17], адже з високою долею імовірності він має бути імплементований на території України. Цікавим є насамперед сам факт його появи, адже цей документ з серії Єврокодів 0, що встановлюють основні вимоги до цілої системи Єврокодів і в українській системі норм, це звісно документ рівня ДБН В.1.2-14 [13]. Його поява пов'язана з основними положеннями «сталого будівництва», зі зменшенням викидів парникових газів та з можливістю повторного використання будівельних конструкцій. На даний момент проект Єврокоду 0-2 містить саме основні положення та вимоги для оцінки існуючих конструкцій в яких прописані різні можливості, щодо додаткових конструкцій – наприклад можливість визначення тимчасових навантажень на основі фактичних даних, чи можливість нормування індексу надійності (характеристики безпеки) для існуючих конструкцій, які будуть відмінними від індексів надійності нових елементів. Таким чином даний документ дозволяє створювати інші документи рекомендаційного або довідкового характеру для оцінювання існуючих конструкцій. Варто зазначити, що цікавим елементом з українських норм [6, 9] є спосіб уточнення навантажень на існуючі будівельні конструкції, який було взято з [3]. Згідно цього методу можна аргументувати зниження коефіцієнту надійності за навантаженням для постійних навантажень, таких як вага конструкцій перекриття, підлоги, стель тощо. Даний підхід добре вписується в основні положення prEN 1990-2:2024 [17]. Отже питання створення (або повернення) документу рівня ДБН, що буде встановлювати основні вимоги до будівельних конструкцій та рівнів їх надійності; визначення навантажень; визначення властивостей матеріалів існуючих конструкцій; прогнозування часу подальшої безаварійної експлуатації, є беззаперечним. Створення такого документу має змінити саме філософію ставлення до існуючих конструкцій, а отже дозволить застосовувати більш аргументовані підходи при їх подальшому використанні. Також даний документ може встановлювати вимоги до планувальних рішень існуючих будинків або регламентувати порядок зміни цих рішень. Діюча система ДСТУ з обстеження конструкцій, може бути застосована, в якості рекомендаційної літератури для експертів.

Питання нормування планувальних рішень існуючих будинків. Питання оцінки технічного стану конструкцій не єдине, яке потребує нормування в профільному ДБН з існуючих будинків. За останні роки введено в дію десятки ДБН присвячених плануванню різного типу будинків та споруд. Суттєвих змін зазнають такі параметри як ширина коридорів, сходів, дверей і тп. Мінімальні розміри даних елементів збільшуються, додаються додаткові вимоги пов'язані з доступністю будівників – змінюються параметри сходинок, нахил сходів, з'являються пандуси і т.п [22]. З появою нових норм, з'являються постанови КМУ (наприклад [20-21]), згідно яких змінюються вимоги діючих будівельних норм до існуючих будинків. Таким чином будинок збудований в 2024 році та збудований в 1824 році мають відповідати одним і тим же вимогам ДБН “Інклюзивність будівель і споруд” [22], що просто неможливо фізично. Це ще, раз нагадує про необхідність створення ДБН, щодо існуючих будинків, адже некоректно застосовувати вимоги нових норм до існуючих будинків. Навіть у випадку повної реконструкції будинку іноді немає можливості змінити сходову клітку, додати ліфт (заданих розмірів), або влаштувати пандуси на всіх входах до будинків, або ця можливість робить реконструкцію даного будинку – недоцільною з економічних чинників.

На основі викладених вище тез можна зробити наступні **висновки**:

1. Діюча система нормування технічних станів будинків та споруд виконана в некоректний спосіб та не містить кінцевої мети. Будь які нормативні вимоги до будинків та споруд, і ще більше, вимоги до несучих елементів цих будинків мають нормуватися в системі державних будівельних норм. Встановлений технічний стан будинку або конструкції, на підставі технічного обстеження, має регламентувати подальші наслідки та дії. Наприклад, змінені вартості коефіцієнтів надійності до навантажень, матеріалів; негайні роботи з підсилення або заміни конструкцій.

2. Система технічних станів будинків та споруд має мати допоміжний характер, а основним має бути нормування саме параметрів надійності існуючих конструкцій. Повинні бути

нормовані питання визначення навантажень, особливо постійних та довготривалих, адже рівень знань про ці навантаження в існуючих спорудах суттєво відрізняється від нового проектування. Також більшу увагу необхідно приділити встановленню вимог до визначення опорів (міцності) існуючих елементів будинків, що можуть бути встановлені з врахуванням попередньої історії експлуатації або з врахуванням уточнених властивостей матеріалів [23].

3. В питанні вимог до планувальних рішень існуючих будинків необхідно встановити параметричні методи нормування, згідно [18]. Для існуючих будинків, необхідно нормувати не ширину коридорів та дверей, а спираючись на існуючі планувальні рішення розраховувати пропускну здатність шляхів сполучення, нормувати кількість осіб в приміщенні і т.п. В ДБН по існуючим будинкам та конструкціям має містити вимоги, щодо мінімальної кількості інклюзивних входів до будинку, а місця їх розташування мають бути встановлені розрахунками. За неможливості зміни ширини всіх дверей в існуючому будинку на підставі розрахунків, варто передбачати можливість виготовлення спеціального обладнання для мешканців житлових будинків, що мають спеціальні потреби або пацієнтів лікарень, у випадку лікувальних закладів.

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

1. ВСН 57-88(р) Положение по техническому обследованию жилых зданий. М.: Госкомархитектуры, 1988.
2. ОРД 00 000 89. ОРД. Техническая эксплуатация стальных конструкций производственных зданий. М.: Министерство черной металлургии, 1989.
3. Пособие по проектированию усиления стальных конструкций (к СНиП П-23-81*) / Укрниипроектстальконструкция. М.: Стройиздат, 1989.
4. Рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий. Надземные конструкции и сооружения. М.: Стройиздат, 1992.
5. Методические рекомендации по обследованию некоторых частей зданий (сооружений) и их конструкций. К.: Государственный комитет строительства, архитектуры и жилищной политики Украины, 1997.
6. ДБН 362-92. Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації. К.: Державний комітет України в справах будівництва і архітектури та охорони історичного середовища України, 1992.
7. Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд. – К., 1997. – 144 с.
8. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. – К.: УкрНДНЦ, 2017. – 47 с.
9. ДСТУ Б В.2.6-210:2016. Оцінка технічного стану сталевих будівельних конструкцій, що експлуатуються. – К.: Укрархбудінформ, 2016. – 80 с.
10. Рекомендации по усилению каменных конструкций зданий и сооружений / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1984. – 36 с.
11. ISO 13822:2010. Basis for design of structures –Assessment of existing structures. ISO, Geneva, Switzerland.
12. ДБН В.1.2-6:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість. К.: Мінрегіон України, 2022.
13. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель та споруд. К.: Міністерство розвитку громад та територій України, 2018.
14. EN 1990:2002 Eurocode - Basis of structural design. CEN, Brussels.
15. ISO 2394:2015 General principles on reliability for structures. ISO, Geneva.
16. ДСТУ 9273:2024. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінювання їхнього технічного стану. – К.: УкрНДНЦ, 2024. – 73 с.
17. prEN 1990-2:2024. Basis of structural and geotechnical design – Part 2: Assessment of existing structures. CEN, Brussels.
18. Про будівельні норми: Закон України від 05.11.2009 р. № 1704-VI. Відомості Верховної Ради України (ВВР), 2010, N 5, ст.41. <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/1704-17#Text>

19. Про стандартизацію: Закон України від 05.06.2014 р. № 1315-VII. Відомості Верховної Ради (ВВР), 2014, № 31, ст.1058. <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/1315-18#Text>
20. Про затвердження вимог до надавача послуг з медичного обслуговування населення, з яким головними розпорядниками бюджетних коштів укладаються договори про медичне обслуговування населення: Постанова Кабінету Міністрів України від 28.03.2018 р. №391
21. Про договори про медичне обслуговування населення за програмою медичних гарантій: Постанова Кабінету Міністрів України від 25.04.2018 р. №410
22. ДБН В.2.2-40:2018. Інклюзивність будівель і споруд. Основні положення. К.: Міністерство розвитку громад та територій України, 2018.
23. Пічугін, С., Перельмутер, А. (2023). Деякі особливості розрахунку надійності пошкоджених сталевих конструкцій. Наука та будівництво, 35(1), 15-26. <https://doi.org/10.33644/2313-6679-1-2023-3>.
24. PD CEN/TS 17440:2020. Assessment and retrofitting of existing structures. CEN, Brussels.

ПРОГНОЗНА ОЦІНКА РІВНЕВОГО РЕЖИМУ ТЕХНОГЕННИХ ГРУНТОВИХ ВОД ПІСЛЯ ЗАКРИТТЯ ХВОСТОСХОВИЩА.

Олександр Радчук

Олександр Радчук, аспірант
Національний авіаційний університет, Київ

Ключові слова: хвостосховище, закриття хвостосховища, гідродинамічне моделювання, фільтраційний режим, дренажна система.

Вступ. У сучасних умовах розвитку гірничодобувної промисловості в Україні та за кордоном широко застосовуються промислові наливні гідротехнічні споруди – хвостосховища, які служать для складування відходів збагачення (хвостів) та освітлення води. Надійність і безпека хвостосховищ повинна забезпечуватися на всіх етапах життєвого циклу таких об'єктів: на етапі вишукувань і проектування, на етапі будівництва та експлуатації, в тому числі на етапі консервації та закритті споруд. Важливо, щоб хвостосховища залишалися безпечними не лише під час активної роботи гірничодобувних підприємств, а й після завершення їх діяльності.

На сьогодні не існує єдиної думки щодо тривалості періоду, на який має бути розрахований проект закриття хвостосховища, тобто відсутній консенсус щодо проектного терміну експлуатації таких споруд [1,2]. Зміна гідродинамічного режиму техногенних ґрунтових вод може здійснювати значний вплив на стійкість огорожувальних споруд хвостосховищ і є потенційною областю невизначеності, пов'язаною з фазою закриття хвостосховища.

Таким чином, розуміння довгострокової зміни положення депресійної кривої в тілі хвостосховища має важливе значення для процесу його консервації і закриття, та є невід'ємною складовою довгострокового управління ризиками хвостосховищ.

Мета роботи. Метою даної роботи є прогнозування гідродинамічних умов території хвостосховища для оцінки зниження рівня техногенних ґрунтових вод після його закриття.

Виклад основного матеріалу дослідження. Проведення чисельного моделювання гідродинамічного режиму техногенних ґрунтових вод виконано на прикладі хвостосховища Полтавського гірничо-збагачувального комбінату. Хвостосховище складається з первинної дамби з абсолютною позначкою 75,0 та вторинних дамб обвалування, які зміщені по відношенню одна до одної в сторону хвостосховища. Проектом передбачено створення ємності для складування хвостів шляхом реконструкції існуючого хвостосховища, яка передбачає нарощування огорожувальних споруд до відм. 117,50 м. На даний час здійснюється експлуатація хвостосховища з відм. 110,00 м. Дренування природного масиву хвостосховища забезпечується завдяки роботі розташованих в межах низового відкосу елементів дренажної системи, представлених трубчастим горизонтальним дренажем (верхній і нижній ярус), дренажним каналом та дренажною насосною станцією.

Оцінку гідродинамічного стану території хвостосховища і прогноз його змін при закритті виконано з використанням двовимірної чисельної моделі в умовах нестационарного режиму фільтрації з використанням модуля SEEP/W програмного комплексу GEOSTUDIO 2012. Прогнозування зміни величин фільтраційних вод, що надходять до дренажної системи хвостосховища, при його закритті відбувалося поетапно, що дозволило відобразити поступове його виведення з експлуатації.

Аналіз нестационарного режиму фільтрації базується на кінцево-елементному розв'язку рівняння наступного вигляду [3]:

$$\Delta t[K] + [M]\{H_1\} = \Delta t\{Q_1\} + [M]\{H_0\}, \#(1)$$

де Δt – приріст часу; H_1 – напір в кінці інтервалу часу; H_0 – напір на початку інтервалу часу; Q_1 – витрата потоку вузла в кінці інтервалу часу; $[K]$ – матриця гідралічної провідності елемента; $[M]$ – матриця об'єму води елемента.

Положення депресійної поверхні в тілі хвостосховища та прогнозне зниження рівня техногенних ґрунтових вод в часі після його закриття наведено на рис. 1, 2.

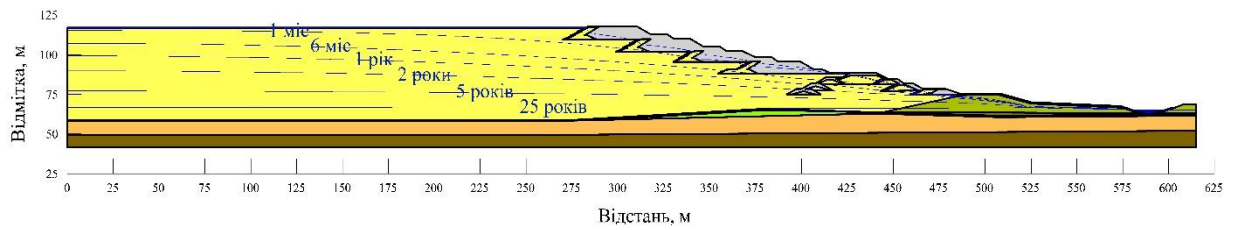


Рис. 1. Положення депресійної кривої в тілі хвостосховища

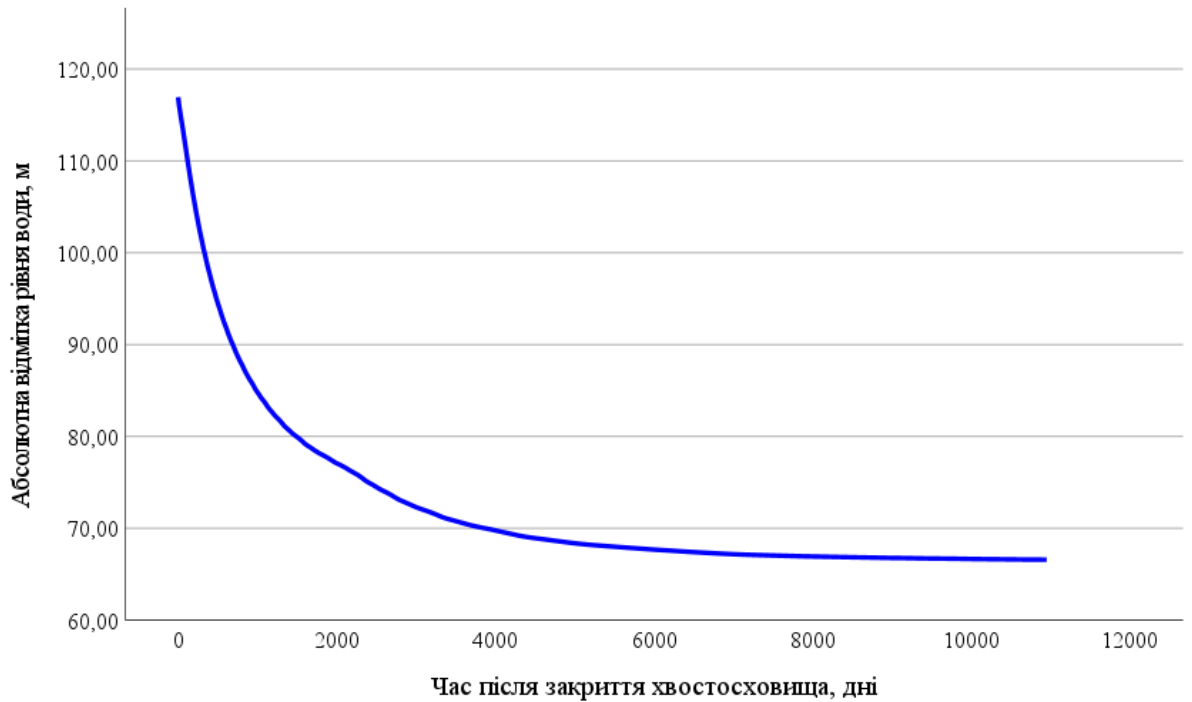


Рис. 2. Прогнозне зниження техногенних ґрунтових вод в часі після закриття хвостосховища

Найбільш інтенсивне зниження рівнів води в хвостосховищі відбуватиметься протягом перших 5 років після його закриття. Вирівнювання рівнів техногенних ґрунтових вод з природніми очікується через 20-25 років.

Висновки результатів досліджень та їх подальші перспективи за вибраним напрямом. Результати моделювання показують, що спрацювання хвостосховища після його закриття займає досить тривалий період часу і тому необхідно проводити регулярний моніторинг за станом огорожувальних споруд та положенням депресійної поверхні в тілі хвостосховища. І тільки після спрацювання хвостосховища виконувати роботи по демонтажу споруд дренажної системи. Зниження рівня фільтраційних вод в хвостосховищі внаслідок його спрацювання призведе до поступового заміщення техногенної складової у величині дренажного притоку на природні води, а також до зменшення, а надалі й повного припинення перетоку техногенних ґрунтових вод до нижнього водоносного горизонту внаслідок відсутності напору в чаші хвостосховища.

Моделювання фільтраційних процесів є одним із інструментів, який можна використовувати для зменшення невизначеності при довгостроковому управлінні ризиками хвостосховищ, в тому числі на етапі консервації та закриття.

Список літератури

1. ICOLD Tailings Dam Committee. Sustainable Design and Post-Closure Performance of Tailings Dams. Bulletin 153, International Committee on Large Dams (ICOLD), Paris, France, 2013.
2. Beier N., Shafer H., Macciotta R. Long-term Evolution of the Phreatic Surface in Tailings Dam following Closure. Proceeding of Tailings and Mine Waste 2023: Vancouver, Canada, November 5-8, 2023.

3. Krahn J. Seepage Modeling with SEEP/W: An Engineering Methodology. GEO-SLOPE International Ltd., Calgary. 2015.

ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ НАВАНТАЖЕНЬ ВІД ВИБУХОВИХ ХВИЛЬ НА БУДІВЛІ ТА СПОРУДИ І ПРОГНОЗУВАННЯ РИЗИКУ РУЙНУВАНЬ ЇХ КОНСТРУКТИВНИХ ЕЛЕМЕНТІВ.

Антон Володимирович Махінко, Сергій Олександрович Скляренко

Антон Володимирович Махінко д.т.н., професор,
Сергій Олександрович Скляренко к.т.н., с.н.с.

Національний авіаційний університет, м. Київ, Україна

Ключові слова: Чисельне моделювання, вибухові хвилі, будівлі та споруди, цивільна та військова інфраструктура, надійність, ризик руйнування.

Вступ. Дослідження присвячене чисельному моделюванню навантажень від вибухових хвиль на будівлі та споруди цивільної та військової інфраструктури з метою прогнозування рівня пошкодженості та ризику руйнувань їх конструктивних елементів. В основу проєкту покладені експериментальні дослідження Міністерства Оборони США та Європи [1, 2], та результати власного комп'ютерного моделювання вибухів різної інтенсивності в програмному середовищі ANSYS Autodyn [3]. Практична реалізація проєкту передбачається у вигляді спеціально розробленої комп'ютерної програми-сателіта "Blast Loads for Construction", як невід'ємної складової найвідомішого вітчизняного розрахункового комплексу скінчено-елементного аналізу будівельних конструкцій SCAD Office. Цільова аудиторія розробленого та апробованого програмного продукту включає всю інженерну спільноту, яка займається проєктуванням цивільних, промислових і військових будівельних об'єктів (особливо об'єктів критичної інфраструктури) підвищеної надійності та живучості.

Мета роботи: розв'язання задач інженерного забезпечення, включаючи захист і підвищення стійкості критичної та цивільної інфраструктури в умовах ведення воєнних дій.

Виклад основного матеріалу дослідження. Збройна агресія проти України перегорнула не тільки чергову сторінку хрестоматії людської підлості та підступності, але й стала поштовхом до переосмислення військових доктрин більшості цивілізованих країн світу. Основних причин такого стрімкого переосмислення можна виділити дві: надзвичайно висока інтенсивність ракетно-бомбових ударів і постійне застосування великої кількості безпілотних літальних апаратів (БПЛА). Важко знайти день з початку війни, коли ворог не здійснював атаки на цивільну, промислову, критичну та військову інфраструктуру нашої держави. Подібне шалене бомбардування української території привело до розуміння того, що, по-перше, засобів протиповітряної оборони ніколи не буває забагато, по-друге, будівельні об'єкти на землі також необхідно надійно захищати. В межах останньої тези тогоріч відбулися дві знакові події: створення та реалізація державної програми «Країна-фортеця», спрямованої на забезпечення комплексного захисту об'єктів критичної інфраструктури України, та перевидання (уперше за 25 років) принципово нового нормативного документу «Захисні споруди цивільного захисту» [4]. Однак інтенсивна робота по захисту будівельних об'єктів виявила і ряд проблемних питань, які до сьогодення залишаються без аргументованих відповідей: як моделювати вибух; яке значення навантаження від вибухової хвилі прикладати до конструкцій; як враховувати динамічні ефекти, пов'язані із короточасністю силового впливу; як оцінювати можливий рівень пошкодженості конструкцій від вибуху на стадії проєктування та прогнозувати ризик часткового або повного руйнування будівель та споруд.

В цьому контексті нами поставлена амбітна задача не просто чітко й кваліфіковано відповісти на поставлені питання, але й надати всім учасникам будівельного ринку, пов'язаних із захистом будівель та споруд, зручний та дієвий програмний продукт інженерного аналізу під назвою “Blast Loads for Construction”. Продукт планується оформити у вигляді програми-сателіта найвідомішого вітчизняного розрахункового комплексу скінчено-елементного аналізу будівельних конструкцій SCAD Office [5]. Термін “програма-сателіт” передбачає, що розроблена програма використовує весь функціонал комплексу SCAD (інтерфейс користувача, графічний редактор, бібліотеку кінцевих елементів, солвери, засоби візуалізації і т.п.), доповнюючи його унікальним інструментарієм із чисельного моделювання навантажень від вибухових хвиль на будівлі та споруди. Такий підхід дозволяє не займатися продукуванням “ще однієї сучасної програми з унікальними можливостями”, а сконцентрувати увагу на суттєвому розширенні можливостей існуючого продукту, добре знайомого інженерній спільноті України і Східної Європи.

В основу програмної архітектури пропонованого продукту “Blast Loads for Construction” будуть покладені три автономних компонента: динамічна бібліотека “blast_wave”, модуль препроцесорної підготовки даних “blast_load” та модуль постпроцесорного аналізу “destruction_risk”.

В основу динамічної бібліотеки “blast_wave” покладаються оцифровані експериментальні дослідження Міністерства Оборони США, оформлені у вигляді технічного звіту з відкритим доступом UFC 3-340-02 “Structures to resist the effects of accidental explosions” [1], та результати власного комп'ютерного моделювання вибухів різної інтенсивності в програмному середовищі ANSYS Autodyn (заплановано для придбання в рамках грантової підтримки). Призначення бібліотеки – це математичний опис процесу поширення вибухових хвиль різної інтенсивності у просторі з урахуванням забудови території та положення місця вибуху. Бібліотека має відкриту архітектуру з можливістю постійного доповнення та коригування. Зокрема, для потреб Міністерства Оборони України при обов'язковому погодженні урядом США, бібліотека може бути доповнена розділом для службового користування, розробленим на основі закритого технічного звіту UFC 3-340-01 “Design and analysis of hardened structures to conventional weapons effects”. Модуль препроцесорної підготовки даних “blast_load” служить для формування окремих навантажень від вибухових хвиль на скінчено-елементну модель будівлі чи споруди заданого об'ємно-планувального рішення. Навантаження формуються автоматично і прикладаються до кожного скінченого елемента моделі у вигляді функціональної залежності “інтенсивність-час”. Інтенсивність та напрям дії навантаження на елемент обчислюються відповідно до даних бібліотеки “blast_wave” з урахуванням всіх інтерференційних ефектів вибухової хвилі при заданих параметрах забудови території. Динамічний розрахунок моделі виконується за допомогою штатних солверів комплексу SCAD із опціональним залученням модулів фізичної та геометричної нелінійності конструкцій.

Модуль постпроцесорного аналізу “destruction_risk” призначений для оцінки надійності та живучості будівель та споруд при дії навантажень від вибухових хвиль та прогнозування ризику руйнувань їх конструктивних елементів. Виявляються найбільш вразливі місця будівлі й формується ієрархічна структура важливості кожного конструктивного елемента. Відповідно до прийнятих нормативних показників надійності модулем за допомогою градуированої кольорової шкали візуалізуються ті конструктивні елементи, показники надійності та живучості яких повинні бути скориговані. Висновки за результатами постпроцесорного аналізу автоматично оформлюються у вигляді стислого звіту в форматі PDF.

Висновки. На сьогоднішній день виникає гостра необхідність отримання сучасного верифікованого програмного продукту для знаходження оптимальних конструктивних рішень

будівель і споруд різного призначення, здатних витримувати навантаження від вибухових хвиль високої інтенсивності з мінімальним відсотком руйнувань несучих конструкцій, максимальним рівнем захисту людських життів та матеріальних цінностей. Основними завданнями в цьому контексті є:

1) критичний аналіз експериментальних і довідникових даних по навантаженнях від вибухових хвиль на будівлі та споруди. Класифікація даних, формулювання передумов та обмежень, встановлення індикативних рамок застосовності сучасних методик розрахунку конструкцій на дію вибухів;

2) цифровізація наявних експериментальних даних щодо поширення вибухових хвиль у просторі та розробка комп'ютерної бібліотеки "blast_wave" для зберігання оцифрованої інформації;

3) комп'ютерне моделювання вибухів різної інтенсивності в програмному середовищі ANSYS Autodyn для верифікації наявних експериментальних даних і методик та розгляду ситуаційних задач, не вирішених світовою науково-інженерною спільнотою;

4) розробка вихідного коду програми-сателіта "Blast Loads for Construction" для чисельного моделювання навантажень від вибухових хвиль на будівлі та споруди різного об'ємно-планувального рішення. Верифікація, тестування та патентування програми;

5) формулювання практичних рекомендацій щодо конструктивних схем будівель та споруд підвищеної надійності та живучості при дії на них вибухових хвиль великої інтенсивності.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

6. UFC 3-340-02. Structures to resist the effects of accidental explosions. 2008. 1943 p.
7. Karlos V., Solomos G. Calculation of Blast Loads for Application to Structural Components. European Laboratory for Structural Assessment, 2013. 58 p.
8. <https://www.ansys.com/products/structures/ansys-autodyn>
9. ДБН В.2.2-5:2023. Захисні споруди цивільного захисту. Мінрегіонбуд, 2023. 112 с.
10. <https://www.scadsoft.com>

КОНЦЕПЦІЯ НОРМУВАННЯ КЛІМАТИЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ.
Гордєєв В.М., Перельмутер А.В., Пашинський В.А., Пічугін С.Ф., Кордун О.І.

Гордєєв В.М., докт. техн. наук., професор, перший заст. директора
ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»
Перельмутер А.В., докт. техн. наук, гол. наук. співробітник
Науково-виробниче товариство SCAD Soft
Пашинський В.А., докт. техн. наук, професор
Центральноукраїнський національний технічний університет
Пічугін С.Ф., докт. техн. наук, професор
Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»
Кордун О.І. зав. наук.-досл. відділу тех. розвитку
ТОВ «Укрінсталькон ім. В.М. Шимановського»

Вступ. Висока точність і достовірність визначення навантажень і впливів є вагомим фактором забезпечення якості, надійності та довговічності несучих будівельних конструкцій. На даному етапі завдання нормування навантажень в основному полягає в розвитку чинних ДБН В.1.2-2 "Навантаження і впливи" та в створенні національних додатків до Єврокоду-1 за умови збереження апробованих практикою проектування основних положень національних норм України.

Проблема полягає в наявних відмінностях між Державними будівельними нормами України та європейськими нормами навантажень. Окрім того, з моменту створення ДБН В.1.2-2 та введення їх у дію в 2006 році виконано значний обсяг досліджень кліматичних навантажень і впливів, результати яких не увійшли до Зміни №2 ДБН В.1.2-2 2020-го року видання, але є безумовно корисними для удосконалення норм навантажень. Результати, які автори вважають заслуговуючими на увагу, викладені в публікаціях, наведених у списку джерел. Виконаний у даній доповіді огляд цих досліджень, а також систематизація й аналіз відомих положень чинних норм навантажень та нормативних документів щодо забезпечення надійності несучих будівельних конструкцій дозволили надати рекомендації щодо подальшого розвитку норм кліматичних навантажень на будівлі, споруди та несучі будівельні конструкції.

Автори висловлюють щиру вдячність усім учасникам обговорення вказаних проблем, які протягом останніх років відбувалися на наукових конференціях та онлайн-нарадах з приводу удосконалення та розвитку норм навантажень та норм із забезпечення надійності несучих будівельних конструкцій.

Мета роботи полягає у формулюванні основних принципів нормування кліматичних навантажень і впливів на основі огляду й узагальнення наукових результатів, які рекомендуються до впровадження при перегляді ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи. Норми проектування" та розробленні національних додатків до Єврокоду-1.

1. Засади нормування кліматичних навантажень і впливів.

1.1 Класифікація навантажень. У ДБН В.1.2-6:2022 [1] перенесено з EN 1990 поділ навантажень (дій) в залежності від змін у часі на постійні (G), змінні (тимчасові) (Q) і випадкові (епізодичні) (A). Такий підхід відрізняється від класифікації навантажень у ДБН В.1.2-14:2018 [2], в якій змінні навантаження додатково поділяються на тривалі і короточасні, для яких у ДБН В.1.2-2:2006 [3] наведено розгорнутий перелік. Надалі у діючих нормах тривалі й короточасні навантаження по-різному враховуються у сполученнях зі своїми коефіцієнтами сполучення. Можна вважати доцільним зберегти цю апробовану концепцію, яка не суперечить EN 1990 і дозволяє більш диференційовано враховувати сполучення навантажень різної природи та характеру змін у часі.

Враховуючи відмінності у класифікації навантажень в чинних основоположних документах ДБН В.1.2-2:2006 [3], ДБН В.1.2-6:2021 [1], ДБН В.1.2-14:2018 [2] та в ДСТУ-Н Б EN 1990:2008

(EN 1990:2002, IDT) [4], а також особливості урахування спільної дії навантажень різного виду, пропонується така класифікація навантажень і впливів залежно від їх змінюваності в часі:

- постійні, які діють під час усього строку експлуатації об'єкта і значення яких неістотно змінюються в часі;
- тимчасові, для яких не можна нехтувати зміною значень у часі відносно середнього, але тривалість дії яких наближається до розрахункового строку експлуатації об'єкта (змінні тривалі за визначенням ДБН В.1.2-14:2018);
- змінні, для яких характерна значна випадкова мінливість у часі та тривалість дії, значно менша від розрахункового строку експлуатації об'єкта (змінні короткочасні за ДБН В.1.2-14:2018);
- епізодичні (аварійні), які реалізуються надзвичайно рідко та діють протягом короткого часу (епізодичні за ДБН В.1.2-14:2018 та ДБН В.1.2-6:2021).

Термін ДБН В.1.2-6:2021 "випадкові навантаження" є явно невдалим, оскільки практично всі навантаження мають випадковий характер.

1.2 Характеристичні значення кліматичних навантажень. ДБН В.1.2-6:2021 [1]. по аналогії з ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 (EN 1990:2002, IDT) [4] регламентують, що характеристичне значення Q_0 кліматичних впливів або дій базується на ймовірності 0,02 перевищення її частиною, що змінюється у часі за базовий період в один рік. Це є еквівалентним середній повторюваності один раз за 50 років. ДБН В.1.2-2:2006 [3] регламентують такий же підхід до обґрунтування характеристичних значень снігового і вітрового навантажень, що дає можливість перенести діючі нормативи цих навантажень у подальші варіанти норм проєктування.

1.3 Репрезентативні значення навантажень і впливів норми [1], [4] класифікують таким чином:

- комбінаційне значення, рівне $\psi_0 Q_0$, використовується для перевірки граничних станів за несучою здатністю та незворотних граничних станів за експлуатаційною придатністю;
- часто повторюване значення, рівне $\psi_1 Q_0$, використовується для перевірки граничних станів за несучою здатністю та зворотних граничних станів за експлуатаційною придатністю; Для будівель часто повторювана величина вибирається так, що термін її перевищення складає 0,01 базового періоду. Відмітимо, що діючі ДБН В.1.2-2:2006 [3] містять готові значення коефіцієнта ψ_1 для снігового і вітрового навантажень у формі статистично обґрунтованого коефіцієнта надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням γ_{fe} при різних частках строку експлуатації, протягом якої вони можуть перевищуватися, у тому числі при $\eta=0,01$ [5];
- квазіпостійне значення, рівне $\psi_2 Q_0$, використовується для перевірки граничних станів за несучою здатністю, зворотних граничних станів за експлуатаційною придатністю, а також для розрахунків на тривалі впливи.

Наведені в додатку А [4] коефіцієнти ψ_0 , ψ_1 та ψ_2 слід уточнити за результатами аналізу методів урахування спільної дії навантажень. Взагалі, потреба у встановленні та використанні репрезентативних значень навантажень і впливів залежить від прийнятої методики урахування спільної дії навантажень.

1.4 Розрахункові значення навантажень і впливів доцільно класифікувати таким чином:

- граничне значення, рівне $\gamma_{fm} Q_0$, використовується для перевірки граничних станів за несучою здатністю та незворотних граничних станів за експлуатаційною придатністю;
- експлуатаційне значення, рівне $\gamma_{fe} Q_0$, використовується для перевірки граничних станів за несучою здатністю та зворотних граничних станів за експлуатаційною придатністю;
- квазіпостійне значення, рівне $\gamma_{fp} Q_0$, використовується для перевірки граничних станів за несучою здатністю, зворотних граничних станів за експлуатаційною придатністю, а також для розрахунків на тривалі впливи.

Коефіцієнти γ_{fm} , γ_{fe} та γ_{fp} для кожного зі змінних кліматичних навантажень та епізодичних навантажень можна прийняти за ДБН В.1.2-2:2006 [3].

1.5 Побудова розрахункових комбінацій навантажень. У межах методу граничних станів знижена ймовірність одночасної появи кількох впливів зі своїми максимальними значеннями враховується шляхом множення навантажувальних ефектів від розрахункових значень впливів на коефіцієнти сполучень $\psi_i < 1,0$. У загальному випадку можна виділити два підходи до складання сполучень навантажень і впливів.

(1) Введення загального коефіцієнта сполучень для всіх змінних впливів, що включені у відповідне поєднання. Такий підхід по суті був впроваджений ще в Єдині норми будівельного проєктування (1930 рік) [6]. Ці норми базувалися на основі методу розрахунку за допустимими напруженнями, які були різними при дії основних навантажень (менші значення) і окремо – при дії

основних та випадкових навантажень (більші значення). При переході до методу граничних станів врахування специфіки сполучення змінних навантажень було прив'язане до навантажень, які входили в основне, додаткове та особливе сполучення з різними коефіцієнтами сполучення. Така методика використана і в подальшому при складанні розрахункових сполучень навантажень у СНиП 2.01.07 та з деякими модифікаціями збережена у ДБН В.1.2-2:2006 [3]. При цьому правила побудови розрахункової комбінації впливів були загальними для граничних станів обох груп і для всіх розрахункових ситуацій. Ряд фахівців, результати досліджень яких узагальнені в [7], обґрунтовано підкреслювали, що нормативні коефіцієнти сполучення, зокрема основний $\psi = 0,9$, не мають достовірного статистичного підґрунтя і можуть бути зменшені.

(2) Введення окремих коефіцієнтів сполучень до окремих навантажень (комбінаційні значення навантажень) з урахуванням їхньої природи, тривалості дії тощо. Такий підхід використовує ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 (EN 1990:2002, IDT) [4], де враховуються також комбінаційні значення окремих навантажень і, крім того, правила утворення розрахункової комбінації залежать від типу граничного стану, що перевіряється. Такий підхід до поєднання навантажень збережено також і в другому поколінні Єврокоду 0 від 2023 року. У загальному випадку правила сполучень впливів різні для наступних типів перевірок:

- перевірок граничних станів несучої здатності;
- перевірок граничних станів експлуатаційної придатності.

Таким чином, EN 1990 [4], враховує сполучення змінних навантажень більш розгорнуто й багатоваріантно, ніж діючі норми. Оскільки у ДБН В.1.2-6:2022 [1] регламентуються окремі граничні стани, подібні до зазначених EN 1990, то, можливо, в новій редакції норм потрібно піти аналогічним шляхом. Але при цьому слід уважно проаналізувати особливості даного підходу. При такому підході для кожного граничного стану визначаються свої розрахункові величини дій, в яких виділяється ведуча перемінна дія, яка враховується без зниження, та супутні перемінні дії, значення яких множаться на коефіцієнти $\psi_i < 1,0$. Оскільки досить часто невідомо, яка саме дія (навантаження) є переважаючою і повинна бути ведучою у сполученні, потрібно розглядати варіанти сполучень, де у ролі переважаючої дії виступає кожне тимчасове та змінне навантаження, внаслідок цього суттєво збільшується трудомісткість розрахунків. Крім того, часткові коефіцієнти для перемінних дій за EN 1990 досягають 1,50, тобто істотно перевищують аналогічні коефіцієнти надійності за навантаженням у діючих нормах, що часто не відповідає їх фізичному змісту. Тому не виключено, що перехід на процедуру EN 1990 щодо сполучень змінних навантажень призведе до проектування неекономічних конструкцій для деяких видів будівель.

Все вищесказане свідчить про те, що методику урахування спільної дії навантажень слід прийняти за результатами порівняння трьох способів сполучення змінних навантажень, щоб прийняти обґрунтоване рішення про зміст відповідного розділу ДБН В.1.2-14:2018.

- спосіб, прийнятий ДБН В.1.2-2:2021 [3] (з урахуванням ступенів впливу навантажень на сумарний навантажувальний ефект);
- спосіб, прийнятий ДСТУ Б В.2.6-210:2016 [8] (з урахуванням часток навантажень в сумарному навантажувальному ефекті);
- спосіб ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 (EN 1990:2002, IDT) [4] (з урахуванням репрезентативних значень, обчислених через коефіцієнти ψ_0 , ψ_1 та ψ_2).

Кожен з цих способів має свої переваги й недоліки та може бути використаний при певних обмеженнях та удосконаленнях, які необхідно реалізувати. Традиційний спосіб з коефіцієнтами сполучення 1,0 чи 0,9 не підлягає розгляду як надто грубий.

2. Територіальне районування кліматичних навантажень і впливів.

2.1 Територіальна мінливість характеристичних значень усіх кліматичних навантажень і впливів відображається у формі адміністративно-територіального районування. Суть цього способу полягає в тому, що для кожної адміністративної області за методикою [9] встановлюється єдине обласне характеристичне значення навантаження чи впливу, яке й використовується при проектуванні несучих конструкцій на усій території області. Обласні характеристичні значення встановлюються за результатами статистичного аналізу вибірок характеристичних значень для усіх метеостанцій області я найбільше імовірне значення із забезпеченістю 0,9 чи 0,95. За даними [10], забезпеченість територіального районування на картах ДБН [3] становить: 0,70...0,91.

2.2 Адміністративно-територіальне районування характеристичних значень ваги снігового покриву, максимального тиску вітру, ваги ожеледі на проводі та вітрового тиску під час

ожеледі у першому наближенні виконане в [11], розрахункових параметрів температури атмосферного повітря – в [12], [13], а перепадів температури повітря при літньому та зимовому замиканні конструкцій – в [14]. Результати такого районування подаються у формі таблиці зі списком адміністративних областей та відповідних обласних характеристичних значень кліматичних навантажень і впливів. Деякі області, на території яких спостерігається значний розкид характеристичних значень для окремих метеостанцій, можна розділити на групи територіальних районів (в межах області тепер виділено від 3 до 10 районів). Окрім таблиці обласних характеристичних значень, доцільно зберегти таблицю уточнених значень для міст обласного підпорядкування України за зразком додатку Е ДБН [3]. Упровадження адміністративно-територіального районування дозволить спростити норми навантажень та забезпечить безпомилкове визначення характеристичних значень за належністю місця будівництва до певної області.

2.3 Урахування висоти над рівнем моря. Територіальне районування характеристичних значень навантажень і впливів виконується за даними рівнинних метеостанцій. Для гірської місцевості Кримських і Карпатських гір зміни характеристичних значень з висотою над рівнем моря відображаються коефіцієнтами географічної висоти. Ці коефіцієнти встановлюються для місцевостей, географічна висота яких перевищує 400 м, а не 500 м, як встановлено чинних ДБН [3]. Це пояснюється тим, що географічна висота усієї території України, за винятком районів Криму та Карпат, не перевищує 350 м.

2.4 Можливість визначення характеристичних значень навантажень для конкретного місця будівництва за даними локальної мережі метеостанцій потрібно обумовити в тексті норм. У якості вихідних даних можна використати реальні результати метеорологічних спостережень, або характеристичні значення навантажень для міст обласного підпорядкування України, наведені у відповідному додатку до норм за зразком додатку Е чинних ДБН [3]. Розробити додаток з описом методики площинної апроксимації даних локальної мережі метеостанцій. Суть цієї методики, опублікованої в [15], зводиться до апроксимації площиною даних метеостанцій, розміщених у радіусі 100...200 км від району будівництва (за методом найменших квадратів). Характеристичне значення для місця будівництва визначається за рівнянням цієї площини.

2.5 Перспективним способом є електронний варіант норм навантажень, описаний в [16]. Він полягає у створенні програмного засобу (спеціального сайту), який для заданого місця будівництва встановлює повний комплекс кліматичних параметрів, необхідних для проектування об'єкта з урахуванням географічних і мезокліматичних характеристик місцевості. Цей програмний комплекс повинен містити як базу метеорологічних даних, так і програми для їх обробки та визначення характеристичних чи розрахункових значень кліматичних параметрів. Результати можуть видаватися сайтом автоматично у вигляді довідки з цифровим підписом, яка й буде офіційним державним документом, що встановлює для проектувальника значення розрахункових параметрів кліматичних навантажень і впливів на будівельний об'єкт в заданому запитом географічному районі. За умови державної підтримки щорічного поповнення бази метеорологічних даних та супроводження сайту, а також постійного удосконалення методів розрахунку такий спосіб гарантує максимально можливу точність визначення навантажень з урахуванням усього наявного обсягу метеорологічної інформації при мінімальних витратах часу проектувальника.

3. Снігові навантаження.

Достовірний опис снігового навантаження як важливої складової методу граничних станів [17] включає аналіз тенденцій розвитку нормування [6] і статистичного обґрунтування параметрів цього небезпечного кліматичного впливу [18], [19]. Протягом багаторічних спостережень та досліджень цих питань були одержані наукові результати, які рекомендуються до впровадження у наступні видання норм проектування.

3.1 Диференціація коефіцієнта режиму експлуатації покрівлі. Діючі норми ДБН [3] містять коефіцієнт C_e , який повинен враховувати вплив особливостей режиму експлуатації на обсяг та характер накопичення снігу на покрівлі (очищення, танення, сповзання тощо). Цей коефіцієнт допускає знижувати на 20% снігове навантаження лише на неутеплені покриття цехів із підвищеними тепловиділеннями. Єврокод EN 1991-1-3:2003 [20] включає аналогічний по суті термічний коефіцієнт C_t , яким враховується підтавання снігу на покрівлях при інтенсивності теплового потоку понад $1 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$. Варто зазначити, що такий підхід унормовано в ДБН В.2.2-

2:2024 «Теплиці і парники», де зменшення навантаження від снігу дозволяється за умови мінімального значення теплопровідності покрівлі $1 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С})$ та мінімальної температури під покрівлею 12°С . Якщо розглянути зазвичай застосовувану раніше конструкцію покриття опалювальних виробничих будівель з утеплювачем з мінераловатних плит товщиною 8 см або з пінополістиролу товщиною 4 см, то її термічний опір має дорівнювати приблизно $0,85 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С})$. Отже, таке покриття слід вважати тепловиділяючим, а підтавання снігу може відбуватися і на утеплених покриттях, що підтверджують спостереження за відкладеннями снігу на будинках. Очевидно, що є підстави поширити термічний коефіцієнт на ширше коло утеплених покриттів і включити відповідні рекомендації до національного додатку, що дозволяється Єврокодом EN 1991-1-3:2003. Для цього пропонується враховувати залежність коефіцієнта режиму експлуатації покриття C_e від його термічного опору R та характеристичного значення снігового навантаження S_0 . Цю залежність встановлено на основі проведених в ПолтНТУ досліджень [21, 22, 23] і відображено досить простою аналітичною формулою, що дозволяє диференціювати значення C_e залежно від вказаних параметрів:

$$C_e = 1 - 0,00022 S_0 \times \exp(-0,6 R). \quad (1)$$

Розрахунки, які було виконано за розробленою методикою нормування коефіцієнта режиму експлуатації покрівлі для різних варіантів покриття в кліматичних умовах України, показали, що значення C_e змінюється в межах $0,6 \dots 1,0$. У більшості випадків для неутеплених покриттів із термічним опором $R_n < 0,5 (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С})/\text{Вт}$ коефіцієнт C_e є меншим, ніж рекомендоване діючими нормами значення $0,8$. Найбільший вплив коефіцієнта режиму експлуатації реалізується при розрахунку легких неутеплених покриттів, власна вага яких є значно меншою від величини снігового навантаження. Застосування уточненого значення C_e може забезпечити зменшення витрат сталі на кроквяні конструкції від 5% до 30%.

Доречно також нагадати, що перші радянські снігові норми ОСТ/ВКС 7626/Б (1933 р.) [6] містили розгорнуті рекомендації щодо можливого зниження снігових навантажень внаслідок підтавання. У подальших виданнях цю рекомендацію було видалено.

3.2 Коефіцієнт сполучення накопичень снігу біля перепадів висот покрівель.

Складовою частиною ймовірнісних досліджень снігових навантажень, які проводилися ПолтНТУ, був натурний експеримент, який включав снігомірні зйомки на покрівлях навчальних корпусів університету з перепадами висот із фотофіксацією скупчень снігу та паралельною статистичною обробкою даних щодо температури повітря, швидкістю та напрямку вітру в цей же час. Паралельно з вимірами на покрівлях виконували снігозйомки на поверхні землі у захищених від вітру місцях, вільних від трав'яного покриву. Всього було виконано більше ніж 1 тис. вимірів за три зимові періоди. Як показав натурний експеримент, фактичний розподіл снігу не повністю відповідав розрахунковим схемам за ДБН, які завищують рівень снігових відкладень біля перепадів висот (снігових мішків) і занижують снігове навантаження в зоні за сніговим мішком [24].

Ймовірнісний аналіз показав, що найбільш істотними випадковими параметрами навантаження снігового мішка є снігове навантаження на поверхні землі s і швидкість вітру V . У зв'язку з тим, що утворення снігових мішків є подією, що залежить від двох випадкових факторів, ймовірність їх максимумів повинна бути меншою ймовірностей максимумів окремих навантажень, що формують мішки (снігового, вітрового). Тому є можливість обґрунтувати понижувальний коефіцієнт сполучення, що враховує цю ймовірнісну особливість накопичень снігу в зоні перепадів висот, у вигляді $\gamma_{sb} = M_{prob}/M_{DBN}$, де M_{DBN} – вага снігового мішка, яку визначено за рекомендаціями ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування». Проведені вимірювання і розрахунки показали, що коефіцієнти сполучення снігових мішків на території України перебувають у порівняно вузькому проміжку значень $\gamma_{sb} = 0,64 \dots 0,86$. З метою узагальнення, у першому наближенні, можна рекомендувати прийняти на всій території України $\gamma_{sb} = 0,80$. Відповідним чином корегуються параметри снігових мішків біля перепадів висот покрівель [22].

3.3 Уточнення снігових навантажень на холодні покрівлі. Снігове навантаження на холодні покрівлі з додатними внутрішніми температурами відрізняється тим, що за рахунок швидкого танення сніговий покрив не накопичується протягом зими. Це вимагає окремого дослідження й нормування снігового навантаження на холодні покрівлі таких будівель з урахуванням дії лише одного найбільшого можливого снігопаду. У ПолтНТУ було проведено

дослідження снігового навантаження на холодні покрівлі промислових і сільськогосподарських будівель [25]. Було виявлено процес формування снігового покриву на спеціально розробленій моделі холодної скляної покрівлі з контрольованою внутрішньою температурою повітря. Особливу увагу було приділено збиранню та статистичному аналізу даних снігомірних зйомок та особливо небезпечних снігопадів. Було виявлено, що середньорічна кількість снігопадів зростає з 4 на території Криму до 12 на північному сході України. Середнє значення навантаження від одного снігопаду знаходиться в інтервалі від 90 Па до 140 Па. У результаті було розроблено окрему карту територіального районування України, що містить три райони з характеристичними значеннями снігового навантаження на холодні покрівлі 250, 300 і 350 Па за умов базового періоду повторюваності 10 років. Осереднену за всією територією України залежність коефіцієнта надійності за граничним розрахунковим значенням від періоду повторюваності виражено логарифмічною функцією

$$\gamma_f = 0,1 + 0,9 \log(T), \quad (2)$$

де $\log(T)$ – десятковий логарифм періоду повторюваності (у роках).

За результатами досліджень підготовлені пропозиції щодо встановлення розрахункових значень снігового навантаження на холодні покрівлі сільськогосподарських і виробничих будівель з додатними внутрішніми температурами повітря, гармонізовані з чинними нормативними документами системи забезпечення надійності будівель і споруд [22].

4. Ожеледно-вітрові навантаження.

4.1. Враховуючи те, що в процесі метеорологічних спостережень безпосередньо вимірюється не товщина шару ожеледі, а вага ожеледі на 1 м стержня ожеледного станка, доцільно навести в нормах обласні характеристичні значення трьох складових ожеледно-вітрового навантаження: ваги ожеледі на 1 м круглого стержня, еквівалентної товщини шару ожеледі, а також вітрового тиску під час ожеледі.

4.2. Коефіцієнти надійності за граничними розрахунковими значеннями ваги ожеледі, товщини шару ожеледі та вітрового тиску під час ожеледі доцільно прийняти за чинними ДБН [3] та ПУЕ [26].

4.3. Систему коефіцієнтів надійності, які враховують діаметр стержня, висоту над поверхнею землі та інші фактори, можна прийняти за ДБН [3] та ПУЕ [26].

5. Силевий вплив температури атмосферного повітря.

5.1. Замість температур літнього й зимового замикання конструкцій та температур найтеплішої й найхолоднішої доби доцільно встановити характеристичні значення перепадів температури при літньому та зимовому замиканні конструкції з періодом повторюваності 50 років. Істотна мінливість цих перепадів по території України обумовлює необхідність їх адміністративно-територіального районування, яке у першому наближенні виконане в [14]. Там же показано, що перепади температури повітря не залежать від висоти над рівнем моря, що виключає необхідність встановлення й урахування коефіцієнта географічної висоти.

5.2. Коефіцієнти надійності за експлуатаційним та граничним значеннями температурного впливу встановлюються за такими ж принципами, як і для інших кліматичних навантажень.

5.3. Перехід від перепаду температури повітря до перепадів температур конструкцій здійснюється з використанням системи коефіцієнтів та величин, наведених у ДБН [3].

Висновки за результатами аналізу та перспективи подальших досліджень.

Сформульовані пропозиції забезпечать подальшу гармонізацію з європейськими нормами навантажень при збереженні апробованої багаторічною практикою національної методології нормування кліматичних навантажень. Запропоновані підходи повинні підвищити достовірність і точність визначення кліматичних навантажень на будівлі, споруди та конструкції, а також спростити користування нормами навантажень.

Подальші зусилля слід зосередити на практичній реалізації висунутих пропозицій, зокрема:

- за результатами порівняльного аналізу обрати метод урахування спільної дії навантажень, обґрунтувати значення необхідних коефіцієнтів надійності та коефіцієнтів сполучення;
- виконати адміністративно-територіальне районування України за характеристичними значеннями ваги снігового покриву, максимального тиску вітру, ваги та товщини шару ожеледі на конструкціях, тиску вітру при ожеледі, перепадів температури повітря при літньому й зимовому замиканні конструкцій;

- уточнити значення розрахункових коефіцієнтів методу граничних станів, зокрема коефіцієнтів надійності за навантаженнями, коефіцієнтів географічної висоти, коефіцієнтів режиму експлуатації покриттів та коефіцієнтів розподілу снігу в зонах перепадів висот покрівель;
- переглянути нормативні документи України з метою узгодження термінології та принципів нормування кліматичних навантажень і впливів.

Список джерел.

1. ДБН В.1.2-6:2021. Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість. К.: Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. – 31 с.
2. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. К. Мінрегіон України 2018.- 30 с.
3. 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. – 68 с
4. ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 Єврокод. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT). К.: Мінрегіон України, 2009. – 101 с.
5. Перельмутер А.В., Пічугін С.Ф. Відносно нової редакції ДБН В.1.2-14:2018 // Наука та будівництво. Том 32 №2 (2022). – С. 19 – 29. DOI:<https://doi.org/10.33644/2313-6679-08-2022-2>.
6. Пічугін С.Ф. Етапи розвитку загальної методики розрахунку будівельних конструкцій: монографія. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2024. – 400 с. ISBN 978-966-182-699-0
7. Перельмутер А.В., Пічугін С.Ф. Розрахункові сполучення навантажень для перевірки надійності конструкцій (огляд) (рос.) // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – Вип. 15. – К.: Вид-во «Сталь», 2015. – С. 4 – 47.
8. ДСТУ Б В.2.6-210:2016. Оцінка технічного стану сталевих будівельних конструкцій, що експлуатуються. К.: Мінрегіон України, 2016. – 53 с.
9. Пашинський В.А. Методика адміністративно-територіального районування кліматичних навантажень на будівельні конструкції // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : Збірник наукових праць.– Рівне, 2016. – Випуск 32. – С. 387–393.
10. Пашинський М. В. Запаси територіального районування кліматичних навантажень в ДБН В.1.2-2:2006. / М.В. Пашинський. Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Збірник наукових праць. Випуск 8. Луцьк, 2017. – С. 202-209.
11. Пашинський В.А, Філімоніхін Г.Б., Пашинський М.В. Районування характеристичних значень кліматичних навантажень на території України. Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського / Під загальною редакцією заслуженого діяча науки і техніки України, члена-кореспондента НАН України, д.т.н., професора О. В. Шимановського. – К. : Вид-во «Сталь», 2018. – Вип. 19 – С. 88-100.
12. Pashynskiy, V., Pashynskiy, M., Pushkar, N., Skrynnik, I.: Method of administrative-territorial zoning of the design parameters of air temperature, Electronic Journal of the Faculty of Civil Engineering Osijek-e-GFOS, 2019, 19, pp. 50-57, <https://doi.org/10.13167/2019.19.5>
13. Пашинський В.А. Розрахункові значення температури повітря для областей України / В.А. Пашинський, М.В. Пашинський, І.І. Гриньова // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : Збірник наукових праць.– Рівне, 2021. – Випуск 39. – С. 188–196.
14. Victor Pashynskiy, Mykola Pashynskiy, Victor Pashynskiy. Zoning of Thermal Actions on Load-Bearing Structures for the Territory of Ukraine // Central Ukrainian Scientific Bulletin. Technical Sciences. 2024. Col. 9(40), Part II. – P. 41–49. DOI: [https://doi.org/10.32515/2664-262X.2024.9\(40\).2.41-49](https://doi.org/10.32515/2664-262X.2024.9(40).2.41-49)
15. Пашинський В.А. Методика визначення кліматичних навантажень в заданій географічній точці / В.А. Пашинський, С.О. Карпушин, М.В. Пашинський // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2018. – Вип. № 71. – С. 68-72.

16. Пашинський В.А. Способи територіального районування кліматичних навантажень / В.А. Пашинський, М.В. Пашинський, В.В. Пашинський // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: Атлант, 2016. – Випуск № 64. – С. 103-109.
17. Перельмутер А.В., Пічугін С.Ф. Метод граничних станів. Загальні положення та застосування в нормах проектування. – К.: Видавництво «Софія-А», 2024. – 253 с. ISBN 978-617-8382-12-4
18. Pichugin Sergii. Probabilistic basis development of standartization of snow loads on building structures // Зб. наук. праць (галуз. машинобудування, будівництво) / Нац. ун-т «Полтавська політехніка ім. Юрія Кондратюка». – Вип. 2 (55). – Полтава: НУ ПП, 2020. – С. 5 – 14. <https://doi.org/10.26906/znp.2020.55.2335>.
19. Попович І.Б., Пашинський В.А. Особливо небезпечні снігопади на території України. // Збірник наукових праць. Серія: галузеве машинобудування, будівництво.- Вип. 15.- Полтава: ПолтНТУ.- 2005.- с. 43-48
20. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3:2010. Єврокод 1. Навантаження на споруди. Частина 1-1. Основні положення. Снігові навантаження (EN 1991-1-3:2003, IDT). – К.: Мінрегіон України, 2010. – 63 с.
21. Пічугін С.Ф. Вплив тепловтрат через дахи на величину снігового навантаження / С.Ф. Пічугін, І.В. Молька, Ю.В. Дрижирук // Зб. наук. праць (галуз. машинобудування, будівництво) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Вип. 2 (30). – Полтава: ПолтНТУ, 2011. – С. 113 – 117.
22. Pichugin S.F. The Features of Snow Loads on Building Roofs / S.F. Pichugin, Yu.V. Dryzhyruk, N.M. Popovich, I.V. Chernetska // Technical Transactions, iss. 12. Civil Engineering, iss.2 - B/2015. – Politechnika Krakowska: Krakow, Poland, 2015 – P. 441 – 449. DOI: 10.4467/2353737XCT.15.149.4186.
23. Пашинський В.А., Молька І.В., Кутний Б.А. Нормування коефіцієнта підтавання снігу на покриттях опалюваних будівель. // Науковий вісник будівництва. Випуск 66. - Харків: ХДТУБА.- 2011.- с. 164-172.
24. Pichugin S. Snow Load Investigation for Buildings of Different Heights / S. Pichugin, Y. Dryzhyruk. // Recent Advances in Research on Environmental Effects on Buildings and People. Ed. by A. Flaga and T. Lipecki. – PAWE, Cracow, Poland, 2010. – P. 279 – 286.
25. Пічугін С.Ф. Імовірнісна модель послідовності снігопадів для нормування снігового навантаження на холодні покрівлі / С.Ф. Пічугін, Н.М. Попович // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць. Вип. 24. – Рівне: НУВГП, 2012. – С. 377 –384.
26. Правила улаштування електроустановок. Розділ 2. Передавання електроенергії. Глава 2.4. Повітряні лінії електропередавання напругою до 1 кВ. Глава 2.5. Повітряні лінії електропередавання напругою вище 1 кВ до 750 кВ. - К.: ОЕП „ГРІФРЕ”, 2006.- 190 с.

БІФУРКАЦІЯ ГЕОМЕТРИЧНО НЕЛІНІЙНОГО ДЕФОРМУВАННЯ ТОНКОСТІННИХ КОНІЧНИХ ОБОЛОНОК.

Карасьов Олексій, Варяничко Марина, Карасьов Геннадій

Український державний університет науки і технологій ННІ ПДАБА

Вступ. На сьогодні найбільш ефективним методом розрахунку несучої здатності тонкостінних оболонок є програмні комплекси (ПК), зокрема ПК ANSYS. При розрахунку замкнутих пружних пологих конічних оболонок при зовнішньому тиску, залежно від показників їх тонкостінності та пологості, небезпечними можуть виявитися або критичний тиск лінійної (біфуркаційної) задачі, або граничний тиск геометрично нелінійної задачі [1]. Однак, існуючі рішення ПК ANSYS не враховують нелінійність докритичного деформування біфуркаційної задачі. Водночас є опосередкований шлях обліку такого докритичного деформування. Він полягає в індивідуальному для кожної задачі доборі параметрів розрахунку, при розв'язанні геометрично нелінійної задачі.

Завданням цієї роботи є вирішення біфуркаційної задачі геометрично нелінійного деформування пружної пологої тонкостінної конічної оболонки при зовнішньому рівномірному розподіленому поперечному тиску.

Основний матеріал і результати. Геометричні та розрахункові моделі ідеальних замкнутих конічних оболонок будувалися в середовищі ПК ANSYS. Для їх створення використовувався спеціалізований чотирикутний скінчений елемент (CE) SHELL 181. Чисельний аналіз проводився в широкому діапазоні зміни показника тонкості ($R/h = 100 \div 2000$, R – радіус основи конуса, $h = 0.4 \div 16$ мм – товщина оболонки) та кута нахилу, що утворює до площини основи ($\alpha = 0^\circ.5 \div 20^\circ$). Матеріал оболонок - сталь 30ХГСА ($E = 2 \times 10^5$ МПа; $\nu = 0.3$, границя плинності $\sigma_T = 800$ МПа). Навантаження здійснювалося рівномірно розподіленим зовнішнім поперечним тиском (q). Умови закріплення основи конуса відповідали нерухомим шарніру та защемленню.

Результатом розв'язання лінійної задачі є критичний тиск q^{cr} , що являє собою мінімальну величину тиску зі спектра власних значень лінеаризованої задачі стійкості, а також відповідна форма випинання у вигляді регулярних вм'ятин і випинів, витягнутих уздовж твірної. При розв'язанні задачі на власні значення враховувалося лінійне докритичне деформування оболонки.

Результатом розв'язання геометрично нелінійної задачі є граничний тиск q^{lim} , одержаний шляхом побудови залежностей переміщень вершини конуса u_z від q . У разі малих кутів α , при яких величина q^{cr} більша за q^{lim} , у процесі збільшення тиску розвивається осесиметрична докритична, а потім (після досягнення граничного тиску) та закритична деформація оболонки (рис.1, а, г, д). Перехід з докритичної гілки на закритичну відбувається як «стрибок» (рис.1, а).

У разі збільшення кута α до значень, при яких величина граничного тиску q^{lim} виявляється близькою (знизу), а також перевищує мінімальну величину критичного тиску q^{cr} (із спектру критичних тисків лінійної задачі стійкості), можливі два основні результати розв'язання нелінійної задачі.

Перше рішення має місце, коли показники розрахунку підібрані таким чином, що при навантаженні, близькому до біфуркаційного, в процесі розрахунку, пов'язаного з пошуком рівноважного стану, рішення залишається на гілці осесиметричної рівноваги (рис.1 а).

Для оболонок (рис.1, а) мінімальна величина q^{cr} , отримана в результаті рішення лінійної задачі стійкості, виявилася трохи меншою за величину граничного навантаження q^{lim} . На залежності « $q - u_z$ » значення q^{cr} позначено точкою. В даному випадку процес осесиметричного деформування оболонки продовжувався аж до досягнення граничного тиску (точка 1) (форма оболонки на рис.1, г) і завершився (у разі незмінного тиску q^{lim}) "стрибкоподібним" переходом на закритичну гілку осесиметричної "виворотки" (точка 2) (закритична форма оболонки на рис.1, д).

Друге рішення нелінійної задачі, що досліджується, реалізується у разі коли параметри розрахунку реагують на наявність гілки неосесиметричного рівноважного стану шляхом переходу на цю гілку. Якщо гілка висхідна (стійка) цей перехід залежно « $q - u_z$ » відбувається у вигляді стрибка, або у вигляді зламу.

Таку трансформацію розрахунку можна назвати локальним випинанням (біфуркацією), а відповідний тиск – локальним граничним тиском (q_{loc}^{lim}). Суть локального випинання – біфуркація процесу геометрично нелінійного докритичного деформування. Процес розрахунку, продовжується по цій стійкій гілці, якій відповідає форма з періодичними в окружному напрямку

вм'ятинами, розташованими в стислій області оболонки біля її краю (рис.1, б.). На рис.1, е показана форма оболонки після випинання (точка 3), що представляє собою 4 вм'ятини, періодично розташовані в окружному напрямку у краю оболонки, а на рис.1, ж - форма випинання цієї оболонки, отримана з лінійного біфуркаційного розрахунку. У лінійному розрахунку число хвиль в окружному напрямку також дорівнює чотирьом.

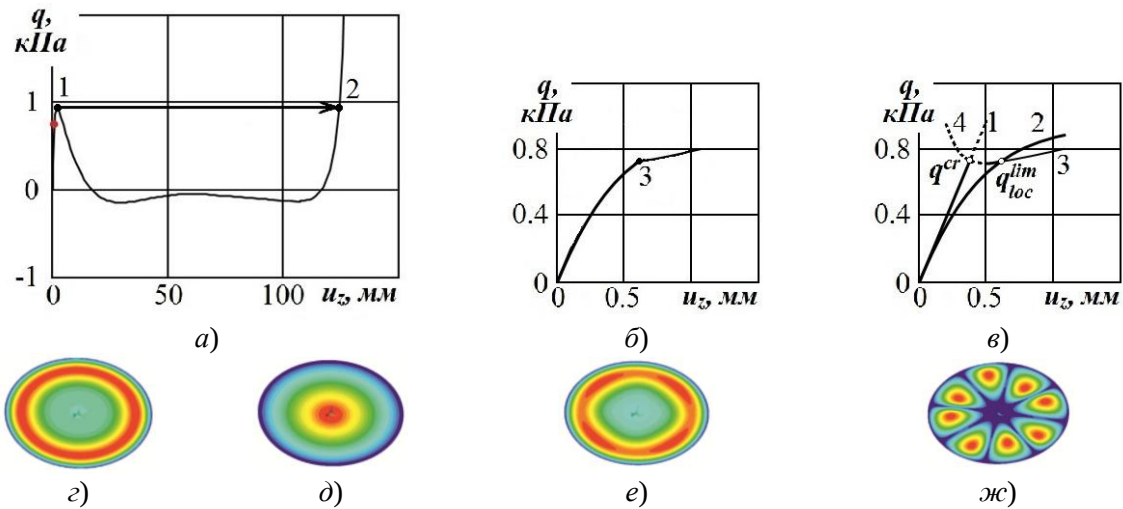


Рис.1. Залежності « $q - u_z$ » для шарнірно обпертої оболонки з $R/h = 500$ і $\alpha = 2^\circ$ (а, б) та її рівноважні стани (в); форми деформування при $q = q^{\lim}$ на докритичній (г) та висхідній закритичній (д, е) рівноважних гілках, а також форма випинання біфуркаційного розрахунку (ж)

Розглянемо залежність " $q - u_z$ ", наведену на рис.1, б. Доповнимо її рівноважною гілкою лінійного докритичного деформування аналізованої оболонки (пряма 1). Продовжимо гілку нелінійного осесиметричного докритичного деформування (крива 2). Нанесемо на ці гілки мітки, що відповідають q^{cr} і $q_{loc}^{\lim}$, а також доповнимо гілку рівноважних станів оболонки з 4 вм'ятинами (крива 3), провівши відповідним чином через ці дві точки (біфуркації та граничну) криву 4. Суцільними лініями нанесемо гілки стійкого стану, штриховими – нестійкого. В результаті отримаємо картину, представлену на рис.1, в. Ця картина демонструє в повній мірі описаний вище процес біфуркації геометрично нелінійного докритичного деформування і випинання оболонки, що розглядається.

Повертаючись до можливих рішень досліджуваних задач з використанням CE SHELL 181, зазначимо, що, якщо рівноважна гілка, до якої здійснюється перехід, є нестійкою, відбувається зворотний процес або з послідовним зниженням тиску пройдені вихідної гілки, або шляхом різкого зниження тиску і припинення процесу розрахунку. Це третій результат геометрично нелінійного розрахунку оболонок класу, що розглядається.

У разі руху по стійкій гілці неосесиметричного рівноважного стану, відзначимо наступне. При подальшому навантаженні оболонки неосесиметрична форма розвивається (переміщення можуть досягати декількох товщин), і процес її розвитку триває до досягнення граничної точки, що призведе до «стрибка» до висхідної стійкої гілки, знову ж таки, неосесиметричних рівноважних станів з іншим числом вм'ятин, або до описаного вище завершення процесу розрахунку.

Успішно завершеним слід вважати розрахунок, в результаті якого переміщення вершини конуса близькі до подвійної висоти вершини конуса.

Висновки. Виконано чисельне дослідження рішень геометрично нелінійної задачі про деформування та випинання при зовнішньому поперечному тиску пружних замкнутих пологих кругових конічних оболонок. Встановлено, що в міру збільшення тиску вихідний рух рішення по гілці осесиметричних рівноважних станів при досягненні певних, особливих точок переходить на рівноважні гілки з періодичними в окружному напрямку вм'ятинами. Суть такого переходу – біфуркація вихідного осесиметричного нелінійного докритичного деформування оболонки. Величина граничного тиску у такому разі знижується і залежить від значень вихідних параметрів розрахунку. Контроль правильності отриманого рішення та значення $q^{\lim}$ здійснюється за

переміщенням вершини конуса, величина якого повинна бути близька до подвоєної стріли підйому оболонки.

Література.

[1] Properties of numerical solution of the deformation and stability problem in shallow conical shells under external pressure / Vasily Krasovsky, Alexey Karasev // Roads and Bridges - Drogi i Mosty 15 (2016) p.117 – 135, DOI: 10.7409/rabdim.016.008

ЕНЕРГЕТИЧНА ОЦІНКА ГРАНИЧНОГО СТАНУ ФІЗИЧНО НЕЛІНІЙНОЇ КОНСТРУКЦІЇ. Перельмутер А.В.

Науково-виробниче товариство SCAD Soft

Граничне навантаження

Правила перевірки міцності та стійкості, що містяться сьогодні в нормах, ґрунтуються на двоетапній процедурі, при якій внутрішні зусилля, отримані з лінійно-пружного розрахунку, застосовуються для перевірок окремих критичних перерізів з використанням нелінійних моделей опору. Явна неузгодженість цих етапів не береться до уваги.

У нелінійному скінчено-елементному розрахунку вплив, що є вектором вузлових навантажень f . Опір конструкції зазвичай оцінюється кроковою процедурою, в якій відповідний вплив збільшується від початкового значення до розрахункового проектного рівня шляхом збільшення інтенсивності навантаження від p_{of} до розрахункового значення p_{df} де p - параметр інтенсивності навантаження. Для визначення запасу надійності кроковий процес слід продовжувати, доки не буде досягнуто граничного стану конструкції при p_{lim} і, отже, визначено коефіцієнт запасу $k = p_{lim} / p_d$. Такий аналіз за своєю природою є оцінкою глобального типу, у якому всі конструктивні елементи системи та його перерізи перебувають у взаємодії.

Тут нема поділу між етапом визначення внутрішніх зусиль від розрахункових навантажень та етапом перевірки перерізу. І коли такий розрахунок виконується кроковим методом при монотонно зростаючій інтенсивності навантаження, то конструкція та всі її розрахункові перерізи проходять через різні напружені стани, а їхня поведінка визначається заданою діаграмою роботи матеріалу.

Якщо поведінка конструкцій під навантаженням ілюструється кривою станів рівноваги (рис. 1), яка зв'язує параметр інтенсивності навантаження p з переміщенням λ , то граничний стан характеризується значенням $p = p_{max}$. У цьому стані система отримує нескінченно великі переміщення при будь-якому нескінченно малому збільшенні навантаження, тобто. поводить себе як механізм.

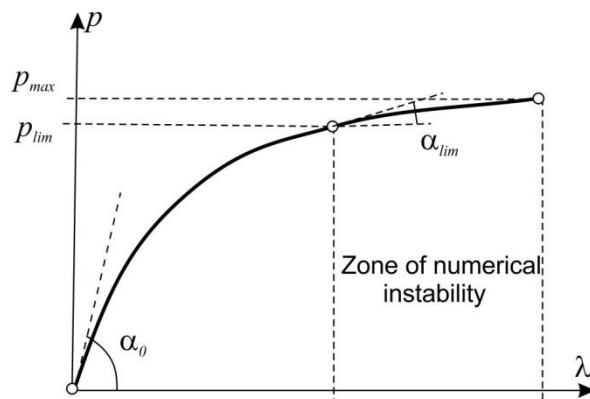


Рис. 1

Слід зазначити, що реальний чисельний розрахунок часто буває неможливо довести до граничної несучої здатності $p_{\max}$, бо цьому заважає чисельна нестабільність процесу при наближенні матриці жорсткості системи до стану виродження, що якраз і характеризує перетворення конструкції в механізм. Реальне вирішення цієї проблеми полягає у призначенні граничним такого стану конструкції, де вона втратила значну (порівняно з початковою) здатність чинити опір зростанню навантаження. По суті, цей підхід практично завжди використовується при експериментальних дослідженнях роботи конструкції, в яких експеримент зупиняється, коли починається, наприклад, швидке зростання прогинів.

Ця концепція спирається на характеристику поведінки системи, яка визначається швидкістю зміни реакції системи на зміну зовнішнього впливу. Як вимірник пропонується використовувати зменшення кута нахилу кривої станів рівноваги

$$\alpha = \arctg(dp/d\lambda), \quad (1)$$

який характеризує можливість опору зростання навантаження (відпірність системи) і може визначати наближення конструкції до стану повної відмови, що виникає при нульовому опорі

$$\alpha_{\lim} = \beta\alpha_0, \quad (2)$$

визначається коефіцієнтом редукції β , значення якого, мабуть, слід нормувати. Результати виконаних контрольних розрахунків свідчать про можливість прийняти у якості критерію значення навантаження, при якому відпірність зменшується на два порядки порівняно з первісною. При цьому спостерігається цілком розумний запас у порівнянні з руйнівним навантаженням.

Зауважимо, що система є відпірною, якщо при будь-якому її деформуванні зміна потенційної енергії буде позитивною (коли енергія нарощується, це означає, що для деформування системи необхідно витратити роботу і, отже, система чинить опір деформуванню).

Якщо за абсцису кривої станів рівноваги, прийнято так зване характерне переміщення, яке є енергетично пов'язаним з навантаженням, то площа під цією кривою вказує на роботу зовнішніх сил. Величина цієї роботи

$$U = \int_0^{\lambda_{\lim}} p \cdot d\lambda \quad (3)$$

є енергетичною характеристикою несної здатності системи.

Розрахункове поєднання навантажень

Перехід до глобального аналізу надійності викликає дуже важливу і мало вивчену проблему. Справа в тому, що відсутність у нелінійному аналізі принципу суперпозиції унеможливорює підхід, заснований на пошуку невідповідного поєднання результатів розрахунків, що відповідають окремим варіантам навантаження. Це веде до необхідності виконання нелінійного аналізу на вплив деяких постульованих поєднань навантажень, і вибір таких поєднань створює дуже складну проблему, теоретичне рішення якої досі не вдалося знайти.

Нижче пропонується деякий прийом розв'язання зазначеного завдання, перевагою якого є достатня спільність.

Вочевидь, що у разі нелінійного (глобального) аналізу вибір розрахункової комбінації навантажень має ґрунтуватися не так на локальному, але в глобальному критерії, з якого визначається склад навантажень і впливів, створюють розрахункову комбінацію. Одним із можливих варіантів такого критерію може стати такий узагальнюючий показник як енергія деформування, оскільки очевидно, що для переведення системи в граничний стан необхідно, щоб зовнішнє навантаження здійснило деяку роботу. І вирішальним тут може стати поєднання, де робота зовнішніх сил максимальна та гранична несуча здатність системи реалізується раніше, ніж за інших поєднань.

Для побудови алгоритму пошуку небезпечної комбінації навантажень скористаємося цілком правдоподібною гіпотезою, за якою енергетично обумовлений склад комбінації навантажень, що призводить до граничного стану, в силу глобального характеру енергетичних оцінок буде таким, як і у разі лінійного аналізу. На користь цієї гіпотези говорить той факт, що залежність між інтенсивністю навантаження та рівнем накопиченої енергії деформування є монотонно зростаючим, і цим нагадує лінійний аналіз.

Оскільки енергія є позитивною величиною, то на вхід у розрахункове поєднання можуть претендувати всі навантаження, за винятком тільки тих, одночасно поява яких фізично неможлива. Але серед незалежних навантажень можуть бути такі пари, які протидіють один одному. Щоб уникнути їхньої спільної дії, потрібна додаткова перевірка. Вона може ґрунтуватися на підрахунку роботи сил одного навантаження на переміщеннях іншого навантаження. Якщо така робота визначиться як негативна, то таку пару навантажень можна визначати як енергетично альтернативну, де одне з навантажень певною мірою протидіє іншій, і на цій підставі не враховувати їх разом в одному поєднанні. Ця інформація виходить на основі лінійного аналізу, але використовується і за нелінійного розрахунку.

Ідея методики полягає в тому, що, прийнявши як відправне навантаження постійно діючим навантаженням, далі по черзі перевіряються всі інші навантаження на предмет зростання або зменшення сумарної потенційної енергії при їх включенні в розрахункову комбінацію.

Орієнтуючись на метод скінчених елементів, будемо вважати, що навантаження характеризується парою векторів $\mathbf{f}$ – вузлові впливи, $\mathbf{z}$ – переміщення вузлів системи та їх скалярним твором

$$U = \mathbf{f}^T \mathbf{z}, \quad (5)$$

яке для лінійної системи є подвоєним значенням потенційної енергії системи.

Якщо за початок пошуку вибрано постійне навантаження, яке завжди враховується (або сума постійних навантажень, якщо воно не єдине) та визначено відповідну йому потенційну енергію.

$$U_1 = \mathbf{f}_1^T \mathbf{z}_1. \quad (6)$$

Кандидат на включення до розрахункової комбінації перевіряється за подвійним значенням потенційної енергії системи, що перебуває під впливом суми навантажень

$$U_{1,i} = (\mathbf{f}_1 + \mathbf{f}_i)^T (\mathbf{z}_1 + \mathbf{z}_i) = \mathbf{f}_1^T \mathbf{z}_1 + 2\mathbf{f}_1^T \mathbf{z}_i + \mathbf{f}_i^T \mathbf{z}_i. \quad (7)$$

Справедливість цієї формули випливає з лінійності завдання, при цьому враховано, що на підставі теореми Бетті про взаємність робіт $\mathbf{f}_1^T \mathbf{z}_i = \mathbf{f}_i^T \mathbf{z}_1$. Перше і останнє доданок у правій частині (7) позитивні і неважко бачити, що знак скалярного твору $\mathbf{f}_1^T \mathbf{z}_i$ визначає чи i -е навантаження збільшує енергію ($U_{1,i} \geq U_1$) або вона зменшується i -е навантаження збільшувачим енергію ($U_{1,i} \geq U_1$) или она уменьшается ($U_{1,i} < U_1$).

Перевірки такого роду виконуються для всіх навантажень, що дозволяє розбити всф тимчасові навантаження два підмножини, що не перетинаються $I_{incr} = \{i_{1,1}, i_{1,2}, \dots, i_{1,p}\}$ - що збільшують роботу зовнішніх сил і $I_{decr} = \{i_{d,1}, i_{d,2}, \dots, i_{d,p}\}$ - що зменшують цю роботу.

Енергетично не вигідне розрахункове поєднання навантажень визначається як сума постійних навантажень і тимчасових навантажень з номерами I_{incr} або з номерами I_{decr} .

Для перевірки запропонованого способу визначення розрахункового поєднання навантажень був виконаний ряд прикладів. Усі вони привели до комбінацій навантажень, які виявилися розрахунковими за результатами перевірки, в якій значення енергії деформування обчислювалося нелінійним розрахунком при повному переборі всіх можливих поєднань. Можливо, що в деяких випадках припущення, покладені в основу гіпотези не виконуються, але авторам такий випадок знайти не вдалося.

Ілюстративний приклад

Розглядається рамна конструкція, її схема представлена на рис. 1. Усі стрижневі елементи з двотавра 20Ш1. До рами прикладені вузлові навантаження, об'єднані в чотири незалежні варіанти навантаження (рис. 2), перше з них є постійно діючим.

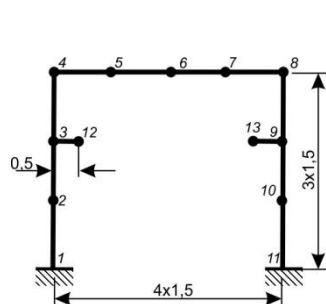


Рис. 1

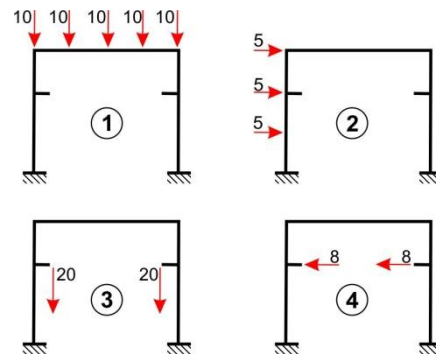


Рис. 2

Лінійний варіант розрахунку дав значення вузлових переміщень $\mathbf{z}$ (мм) у напрямі дії відповідних компонент вектора навантажень $\mathbf{f}$ які наведені у наступній таблиці.

Вузол	$\mathbf{f}_1$ (Т)	$\mathbf{z}_1$	$\mathbf{z}_2$	$\mathbf{z}_3$	$\mathbf{z}_4$
2	0,00	-0,46	28,17	0,04	-34,21

3	0,00	-0,92	72,40	0,09	-95,42
4	-10,00	-1,38	98,82	0,13	-133,33
5	-10,00	-56,82	98,74	-3,00	-133,33
6	-10,00	-85,37	98,66	5,50	-133,33
7	-10,00	-56,82	98,58	11,25	-133,33
8	-10,00	-1,38	98,50	-0,13	-133,33
9	0,00	-0,92	61,77	-0,09	-95,42
10	0,00	-0,46	20,09	-0,04	-34,21
12	0,00	-1,14	72,40	-12,63	-95,48
13	0,00	-1,14	61,77	14,31	-95,48

Подвоєні значення потенційної енергії, що підраховані за формулою (7), дорівнюють

$$\mathbf{f}_1^T \mathbf{z}_2 = -4,933 \text{ Тм}; \mathbf{f}_1^T \mathbf{z}_3 = -0,137 \text{ Тм}; \mathbf{f}_1^T \mathbf{z}_4 = 6,667 \text{ Тм},$$

що вказує на комбінацію 1-го з 4-м навантажень чи 1-го з 2-м і 3-м, як на розрахункову.

Для перевірки було виконано фізично нелінійний розрахунок системи всім 15 можливих варіантів поєднання навантажень. Передбачалося, що використовується деформаційна теорія пластичності, а робота матеріалу характеризується білінійною діаграмою σ - ϵ з межею плинності 240 МПа та коефіцієнтом відносного зміцнення 0,01. Результати показали, що передбачена в лінійному аналізі розрахункова комбінація 1-го із 4-м навантажень знайдена правильно.

ПРО РОЗРАХУНОК СТРИЖНІВ МЕТОДОМ СКІНЧЕНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

І. Д. Євзеров

І. Д. Євзеров, д.т.н., ide@lira.com.ua, 067 328 7323

Наведені докази загально відомих фактів теорії МСЕ для стрижнів: якщо базисні функції задовольняють однорідному рівнянню рівноваги, МСЕ дає точні значення переміщень та зусиль у будь-якій точці стрижня. Також наведено алгоритми обчислення базисних функцій, що задовольняють однорідному рівнянню рівноваги для стисненого кручення та побудови відповідної матриці жорсткості. Розглянуто методи обчислення зусиль та переміщень у довільній точці стрижня.

Рівняння рівноваги стрижня на відрізку $[0, H]$:

$$L(u) + q = 0, \quad (1)$$

$$L(u) = p_0 u'''' - p_2 u'' + p_1 u, \quad (2)$$

коефіцієнти p_0, p_1, p_2 - позитивні числа, q - зовнішнє навантаження.

При відповідних значеннях коефіцієнтів (1) – рівняння згину (при можливій пружній основі) або стисненого кручення.

Скінчений елемент - відрізок $\Omega = [0, H]$, $0 = x_0, x_1 = H$

Вузлові невідомі $D_0(u) = u(x_0)$, $D_1(u) = u'(x_0)$, $D_2(u) = u(x_1)$, $D_3(u) = u'(x_1)$

Вузловим невідомим відповідають базисні функції μ_i , які задовольняють рівностям

$$D_i(\mu_j) = \delta_{i,j}. \quad (3)$$

Позначимо:

W_h - множина лінійних комбінацій базисних функцій,

u_0 - точне рішення, $u_h \in W_h$ - рішення, що отримане методом скінчених елементів,

$$a(u, v) = \int_0^H (p_0 u'' v'' + p_2 u' v' + p_1 u v) dx, \quad q(v) = \int_0^H q v dx,$$

$$U_0(u) = (p_0 u'''(x_0) - p_2 u'(x_0)), \quad U_2(u) = -(p_0 u'''(x_1) - p_2 u'(x_1)),$$

$$U_1(u) = -p_0 u''(x_0), \quad U_3(u) = p_0 u''(x_1), \quad (4)$$

$$V_i(u_h) = -a(u_h, \mu_i) - q(\mu_i),$$

$$V_{i+2}(u_h) = a(u_h, \mu_{i+2}) + q(\mu_{i+2}), \quad i = 0, 1. \quad (5)$$

Формули (4), (5) це (з точністю до знаків) значення зусиль у точках $0, H$ для точного рішення

та отриманого МСЕ. Для згину це перерізуючі сили та згинаючі моменти, для стисненого кручення – крутні моменти та бімоменти [1].

При всіх i виконані рівняння принципу можливих переміщень

$$a(u_0, \mu_i) + q(\mu_i) = 0 \quad (6)$$

та методу скінчених елементів

$$a(u_h, \mu_i) + q(\mu_i) = 0, \quad (7)$$

Справедлива формула інтегрування частинами:

$$a(u, v) = \int_0^H L(u) v dx + U_k(u) D_k(v). \quad (8)$$

Якщо функція u задовільняє однорідному рівнянню (1), а функція v - рівнянням

$$D_j(v) = 0, \quad j = 0, 1, 2, 3, \text{ то з (8) слідує, що}$$

$$a(u, v) = 0. \quad (9)$$

Теорема. Якщо базис μ_i задовільняє однорідному рівнянню (1), то

$$D_j(u_h) = D_j(u_0) \quad (10)$$

$$V_j(u_h) = U_j(u_0) \quad j = 0, 1, 2, 3 \quad (11)$$

тобто рішення u_h , що отримане МСЕ, має ті ж значення вузлових невідомих

Та зусиль, як і точне рішення u_0 .

Доказ. Позначимо $u_h^* \in W_h$ - функцію, що задовольняє рівностям $D_i(u_h^*) = D_i(u_0)$,

$v_h = u_0 - u_h^*$, $\varphi = u_0 - u_h$ та віднімемо (7) з (6). Тоді

$$a(u_0 - u_h, \mu_i) = a(u_0 - u_h^*, \mu_i) + a(u_h^* - u_h, \mu_i) = a(\mu_i, v_h) + a(u_h^* - u_h, \mu_i) = 0. \quad (12)$$

Оскільки $D_i(v_h) = 0$ при всіх i , з (8) отримаємо, що $a(\mu_i, v_h) = 0$, отже,

з (12), і $a(u_h^* - u_h, \mu_i) = 0$. Так як $u_h^* - u_h \in W_h$ і функціонал $a(u, v)$ позитивно

визначений, отримуємо, що $u_h = u_h^*$, звідки слідує (10).

Далі, $a(u_0, \mu_i) = a(u_h, \mu_i) + a(\mu_i, u_0 - u_h)$.

З (8) и (10) отримуємо, що другий доданок дорівнює нулю, отже

$$a(u_0, \mu_i) = a(u_h, \mu_i). \quad (13)$$

З (8) при $v = \mu_i$ и $v = \mu_{i+1}$ отримуємо

$$a(u, \mu_i) = -q(\mu_i) - U_i(u).$$

$$a(u, \mu_{i+1}) = -q(\mu_{i+1}) + U_{i+2}(u). \quad (14)$$

Порівнявши (13) та (14), отримуємо (11), що і потрібно.

Базисні функції та матриця жорсткості

Загальне рішення однорідного рівняння (1) при $p_1 = 0, p_2 = 0$ - многочлен третього ступеня

$$u(x) = P_0 + P_1x + P_2x^2 + P_3x^3. \quad (15)$$

З (15) та (3) отримуємо відомі базисні функції на відрізьку $[0, H]$

$$\mu_1 = 1 - 3s^2 + 2s^3, \mu_2 = H(s - 2s^2 + s^3), \mu_3 = 3s^2 - 2s^3, \mu_4 = H(-s^2 + s^3), \quad s = x/H, \quad (16)$$

за якими обчислюється матриця жорсткості та вектор навантажень.

Базисні функції (16) можуть бути використані і при $p_1 = 0, p_2 > 0$ (стиснене кручення), але більш точні результати дає використання загального рішення однорідного рівняння (1):

$$u(x) = P_0 + P_1x + P_2ch(\lambda x) + P_3sh(\lambda x), \quad \lambda = \sqrt{p_2/p_0}. \quad (17)$$

Для обчислення **базисних функцій** потрібно розв'язати чотири системи лінійних рівнянь четвертого порядку, які отримані з (17), (3). Зазвичай це виконується на відрізьку $[0, H]$

і призводить до громіздких обчислень. Значно простіше виконати побудову

на відрізьку $[-l, l], l = H/2$, використавши парність та непарність функцій

$1, ch(\lambda x)$ и $x, sh(\lambda x)$ відповідно. Тоді кожна з систем рівнянь четвертого порядку

розкладається на дві системи другого порядку ($v = \lambda l$)

$$\begin{aligned} 2P_0 + 2P_2chv &= c_3 + c_1, & 2\lambda P_2shv &= c_4 - c_2; \\ 2P_1l + 2P_3shv &= c_3 - c_1, & 2P_1 + 2\lambda P_3chv &= c_4 + c_2; \end{aligned} \quad (18)$$

Для кожної з чотирьох систем одне з чисел c_i дорівнює одиниці, інші - нулю.

Елементи **матриці жорсткості** обчислюються за відомими формулами

$$K_{ij} = a(\mu_i, \mu_j), \quad (19)$$

Явне обчислення інтегралів виду (19) достатньо громіздко. З формули інтегрування частинами (8) слідує, що (з точністю до знаків)

$$K_{ij} = D_i(\mu_j). \quad (20)$$

Застосувавши очевидні формули

$$\begin{aligned} p_0\mu''(x) &= p_2(P_2ch(\lambda x) + P_3sh(\lambda x)) \\ p_0\mu'''(x) - p_2\mu'(l) &= P_1, \end{aligned} \quad (21)$$

отримаємо ($\omega = 2*(v - thv)$)

$$\begin{aligned} K_{11} &= p_2\lambda/\omega, \quad K_{12} = p_2thv/\omega, \\ K_{22} &= p_2l(thv/\omega + 0.5/(vthv)), \quad K_{24} = p_2l(thv/\omega - 0.5/(vthv)), \end{aligned}$$

$$K_{33} = K_{11}, K_{44} = K_{22}, K_{13} = -K_{11},$$

$$K_{14} = K_{34} = K_{12}, K_{23} = -K_{12}. \quad (22)$$

Зазначимо, що в (22) нема величин shv, chv , що експоненційно зростають.

При $p_2 < 0$ треба у (17) замінити гіперболичні синус и косінус на тригонометричні

при $\lambda = \sqrt{-p_2 / p_0}$ і врахувати у (18), (20), (21), що $(\cos(\lambda x))' = -\lambda \sin(\lambda x)$.

Обчислення зусиль та переміщень.

Для обчислення **зусиль** у довільній точці стрижня застосовується метод початкових параметрів, заснований на отриманих інтегруванням (1), (2) формулах

$$p_0 u'''(x) - p_2 u'(x) = p_0 u'''(0) - p_2 u'(0) - \int_0^x (q + p_1 u(s)) ds, \quad (23)$$

$$p_0 u''(x) = p_0 u''(0) + x * (p_0 u'''(0) - p_2 u'(0)) - \int_0^x (x-s)(q + p_1 u(s)) ds + p_2 (u(x) - u(0)). \quad (24)$$

Якщо є навантаження на елемент, при обчисленні $p_2(u(x) - u(0))$ треба отримати точні значення $u(x)$ при цих навантаженнях. Для цього розв'язуємо рівняння (1) з нульовими граничними умовами и додаємо отримане рішення к скінченно-елементному.

Для обчислення **переміщень** у довільній точці застосовуються відомі формули

$$u'(x) = u'(0) + \int_0^x M(s) / p_0 ds, \quad (25)$$

$$u(x) = u(0) + x u'(0) + \int_0^x (x-s) M(s) / p_0 ds, \quad (26)$$

$$M(s) = p_0 u''(s).$$

Інтеграли у (25), (26) обчислюються за квадратурними формулами.

Таким чином, при $p_1 = 0$ МСЭ дає точні значення переміщень та зусиль у будь-якій точці.

При $p_1 \neq 0$ функції (15) або (17) не будуть рішеннями однорідного рівняння. Функції (15) – повний поліном ступеню три, згідно з загальною теорією [2], похибка МСЭ при їх застосуванні пропорційна H^2 .

Функції (17) можна представити у вигляді

$$\alpha(x) = (P_0 - P_2) + (P_1 - \lambda P_3)x + P_2(\lambda x)^2 / 2 + P_3(\lambda x)^3 / 6 + P_2(ch(\lambda x) - 1 - (\lambda x)^2 / 2) + P_3(sh(\lambda x) - \lambda x - (\lambda x)^3 / 6)$$

тому вони забезпечують таку ж похибку МСЭ, як і функції (15).

Наведені результати легко переносяться на більш простий випадок рівняння другого

порядку ($p_0 = 0$) – розтяг/стиск або вільне кручення.

Література

1. Власов В.З. Тонкостенные упругие стержни. М.: Физматгиз, 1959. – 407 с.
2. Сьярле Ф. Метод конечных элементов для эллиптических задач. - М.: Мир, 1980. –512 с.

АНАЛІЗ ЧУТЛИВОСТІ КАРКАСУ БАГАТОПОВЕРХОВОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ БУДІВЛІ ДО ПОШКОДЖЕНЬ КОЛОН.

Волкова В.Є., Коврова В.О.

Волкова В.Є., д-р техн. наук, проф.

Дніпровський державний аграрно-економічний університет
Державний вищий навчальний заклад «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури», м. Дніпро
drvev09@gmail.com

Коврова В.О., аспірант

Український державний науково-технічний університет, Навчально-науковий інститут
«Придніпровська державна академія будівництва та архітектури», м. Дніпро
kovrovaviktorii@gmail.com

Вступ. В сучасній забудові міст найчастіше зустрічаються багатоповерхові будівлі з монолітним залізобетонним каркасом. На жаль, такі будинки отримують пошкодження колон крайніх рядів внаслідок падіння уламків або обстрілів. Як свідчать спостереження, ураженню піддаються не тільки колони верхніх поверхів, але й колони середніх та нижніх поверхів. Суттєву роль у цьому процесі відіграє навколишня забудова і природні перешкоди, наприклад, схили, що слугують захисним екраном.

Мета даного дослідження полягає в тому, щоб оцінити вклад кожного з елементів каркасу в загальній «живучості» будівлі.

Виклад основного матеріалу дослідження. Наразі у будівельній галузі розгляд питань із забезпечення надійності та безпечної експлуатації будівельних об'єктів є досить вагомим. Це може бути пов'язано з підвищеним рівнем відповідальності та соціокультурної значущості [1]. У разі виникнення пожежі, спричиненою факторами різного походження, порушення загальної стійкості будівлі виникає через втрату несучої здатності та руйнування окремих конструкцій [2]. Руйнування будівель також може бути спричинено витоками та подальшими вибухами побутового газу. Подібні інциденти, які сталися протягом останніх років, демонструють значний ризик для безпеки житлових і громадських споруд. Це підкреслює важливість врахування таких факторів при проєктуванні конструктивних схем і виконанні розрахунків на прогресуюче обвалення, особливо для об'єктів класу наслідків СС2 та СС3. Обвалення несучих конструкцій становить не лише значні матеріальні збитки, але й серйозну загрозу для життя людей, які перебувають у будівлі. Переважно руйнування конструкцій призводить до повного обвалення будівлі та втрати матеріальних цінностей. Таким чином, необхідно, щоб конструктивна схема будівлі забезпечувала достатню міцність і стійкість навіть за умов місцевого руйнування несучих елементів, викликаного пожежами чи вибухами, принаймні протягом часу, необхідного для евакуації людей [2]. Особливу увагу в цьому контексті слід приділити розрахунку об'єкта на прогресуюче обвалення, яке дає змогу прогнозувати та зменшувати ризики раптової втрати несучої здатності конструкцій, забезпечуючи стійкість будівель у критичних ситуаціях і мінімізуючи можливі втрати.

Прогресуюче обвалення будівлі можна розглядати як процес, коли локальне руйнування основного конструктивного елемента спричиняє обвалення сусідніх елементів, що врешті-решт призводить до загальних пошкоджень, непропорційних початковій причині [3]. Питання розрахунку конструкцій на прогресуюче руйнування набуває дедалі більшої значущості впродовж останніх 20 років. Наразі їхнє здійснення є необхідною складовою при проєктуванні нових будівель та споруд, а також при оцінці технічного стану вже існуючих будівель, що мають клас наслідків СС2 і СС3 [4]. У здійсненні розрахунків на прогресуюче обвалення об'єкт дослідження – це пошкоджена конструкція, у якій змінені властивості на відміну від вихідної моделі. Таким чином, для пошкодженої конструкції стають актуальними дослідження питань функціональної надійності та безпечності експлуатації в подальшому [5].

Питання запобігання наслідкам прогресуючого обвалення будівель і споруд стає дедалі актуальнішим через виникнення аварійних ситуацій за останні декілька років. Хоча наразі у світі не існує чітких і універсальних рекомендацій та заходів для вирішення цієї проблеми, розроблено

низку підходів, які враховують ефект прогресуючого руйнування під час проектування будівель та споруд [5].

На жаль, не всі програмні комплекси, які використовуються для розрахунку конструкцій, мають вбудований модуль для аналізу прогресуючого руйнування. Багато стандартних програм для моделювання конструкцій не мають відповідних функцій для аналізу такого типу руйнувань, що значно ускладнює їхнє використання у практичних задачах [6, 7]. Одним із найбільш зручних інструментів для аналізу в цьому контексті є програмний комплекс SCAD. Дана програма є універсальною системою для розрахунків міцності та проектування конструкцій, яка значно виділяється серед аналогів, таких як ANSYS, або SAP2000. SCAD використовує метод скінченних елементів і орієнтований на розв'язання завдань проектування складних будівель та споруд. Порівнюючи SCAD з вище наведеними програмами, можна виділити наступні його переваги. Ця програма має спеціальний модуль для розрахунків на прогресуюче руйнування, що дозволяє значно спростити процес моделювання та оцінки стійкості конструкцій [5, 7]. Більшість інших програм (наприклад, ANSYS) потребують налаштування моделей через окремі скрипти або додаткові програмні рішення, що може бути складнішим для інженерів. Зокрема SCAD забезпечує відповідність розрахунків українським будівельним нормам (ДБН), що спрощує його застосування у місцевих проєктах. Також підтримуються міжнародні стандарти, що дозволяє використовувати програму для проєктів за межами України. Також на відміну від універсальних програм, таких як ANSYS чи SAP2000, SCAD орієнтований саме на задачі проектування будівельних конструкцій. Його інтерфейс і допоміжні модулі дозволяють швидше підготувати дані для аналізу прогресуючого руйнування, що зменшує час на проектування. Необхідно ще зазначити, що SCAD оптимізований для задач кінцевоелементного аналізу будівельних конструкцій, що забезпечує високу швидкість розрахунків навіть для складних моделей. У програмі передбачені можливості автоматизації розрахунків, які роблять моделювання обвалення ефективнішим. Не менш важливим показником є те, що SCAD зосереджений на аналізі несучих конструкцій, включаючи балки, колони та плити. Це дозволяє ефективніше враховувати локальні пошкодження і каскадні руйнування, на відміну від універсальних програм, де така деталізація потребує додаткових налаштувань [8].

У даному дослідженні створено розрахункову модель каркасної залізобетонної будівлі за допомогою програмного комплексу SCAD із застосуванням методу скінченних елементів. Розміри будівлі в плані – 18×58 м, а висота поверху становить 4,2 м. Будівля є п'ятиповерховою з наявним одним підвальним поверхом. Жорсткі вставки між колонами та балками, а також два ядра жорсткості забезпечують основу жорсткості системи. Фундаментом даної будівлі є плита. Конструктивні елементи виконані з важкого бетону класу міцності C25 [9-11] Тип скінченного елемента будівлі – чотирикутник, кількість розрахункових елементів – 64345, кількість вузлів – 51671 [10]. Розрахункова схема будівлі наведена на рис. 1.

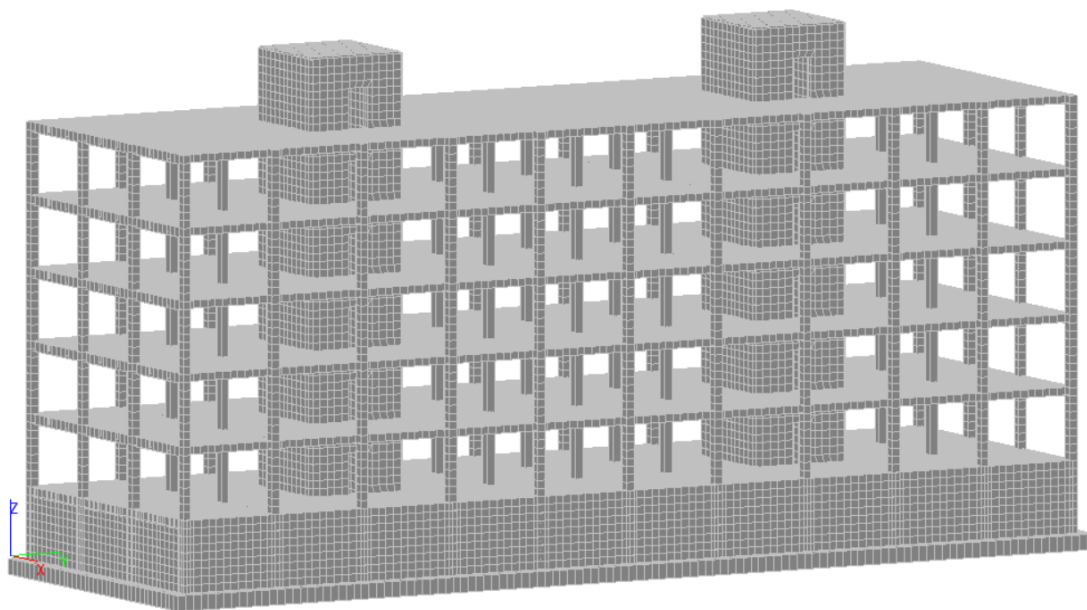


Рис. 1. Розрахункова схема будівлі

В основу даного дослідження закладено оцінку результатів розрахунків прогресуючого обвалення внаслідок виведення з ладу однієї колони крайнього ряду. Для аналізу було обрано колони за однією віссю з другого по п'ятий поверх, щоб оцінити результати критичного фактору, кількості ураження елементів, зокрема віднайти найбільш чутливу до пошкоджень колону. Таким чином, було виконано 44 симуляції прогресуючого руйнування. Результати розрахунків відображено на графіках (рис. 2, 3).

Згідно з графіком зміни критичного фактору на рис. 2 можна зробити висновок, що чим нижче поверх локалізації колони, що зазнала ураження, тим величина критичного фактору вища. Це пояснюється тим, що нижні поверхи приймають на себе більшу частку навантаження від усього каркасу будівлі, таким чином руйнування колони на нижньому поверсі мають серйозніші наслідки. Проте спостерігається відмінність у впливі на каркас у залежності від місця розташування колони. Кутові колони будівлі демонструють більшу стійкість до руйнування у порівнянні із колонами середніх рядів. По-перше, кутові колони закріплені від втрати стійкості балками у двох напрямках та мають меншу вантажну площу у порівнянні з колонами середніх рядів. По-друге, ядра жорсткості, розташовані в центральній частині каркасу, суттєво зменшують ризик прогресуючого обвалення. Це явище можна відстежити за графіками (рис. 2,3), аналізуючи дані для колон на осях 4Г і 7Г. Руйнування колон крайніх рядів (кутових) мають менший вплив на загальну стійкість системи, ніж центральні. Окрім цього, аналіз показує, що в середніх поверхах можуть спостерігатися локальні відхилення в критичному факторі. Це пояснюється особливостями розподілу навантаження, що залежать від взаємодії колон із сусідніми елементами каркасу. Наприклад, колони, що знаходяться ближче до центральної частини будівлі, є більш уразливими, оскільки основна маса навантаження проходить через них.

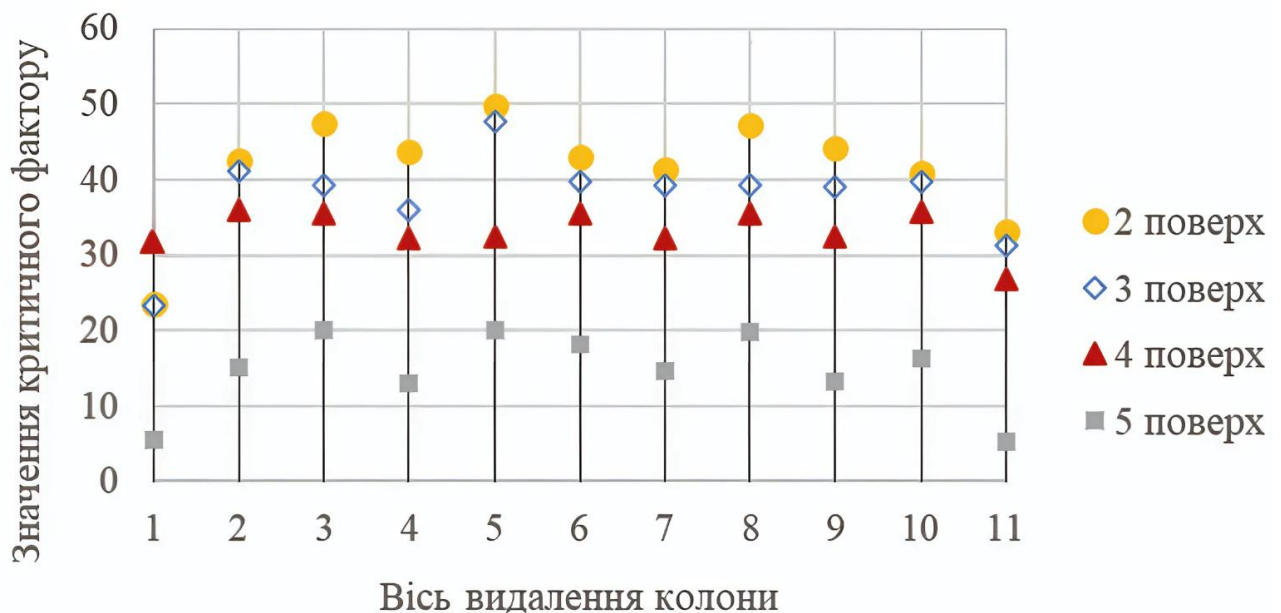


Рис. 2. Графік зміни критичного фактору

У результаті, ядра жорсткості відіграють ключову роль у зменшенні впливу локальних руйнувань на стабільність усієї конструкції. Якби ці ядра були відсутні, спостерігався б значно більший вплив прогресуючого обвалення, особливо в центральній частині будівлі та графік набув би форми півкола з максимальними значеннями на середній осі.

На графіку зміни кількості пошкоджених елементів (рис. 3) представлено залежність між розташуванням пошкодженої колони та загальною кількістю елементів, які зазнають втрат несучої здатності. Графік демонструє, що із зменшенням поверховості зростає кількість пошкоджених елементів у каркасі будівлі. Це пояснюється тим, що нижні колони беруть на себе основну частину вертикальних і горизонтальних навантажень, а їхня втрата призводить до обвалення значної частини конструкції. Особливо помітний вплив втрати центральних колон: їх пошкодження викликає найбільше поширення руйнувань у порівнянні з кутовими колонами. Це пояснюється тим, що центральні частини каркасу піддаються більшій концентрації зусиль, тоді як кути будівлі,

як правило, додатково стабілізуються ядрами жорсткості та жорсткими вставками. На графіку також відображено цікавий ефект локалізації пошкоджень у верхніх поверхах. У цьому випадку кількість пошкоджених елементів значно менша, ніж у нижніх поверхах. Це свідчить про те, що руйнування на верхніх рівнях мають більш локальний характер, завдяки меншому сумарному навантаженню, яке несуть ці елементи. Крім того, аналіз графіка дозволяє зробити висновки щодо просторового поширення руйнувань. У випадках втрати кутових колон, руйнування обмежується локальним сектором будівлі, тоді як пошкодження центральних колон викликає каскадне поширення руйнувань, що охоплює значно більшу площу каркасу.

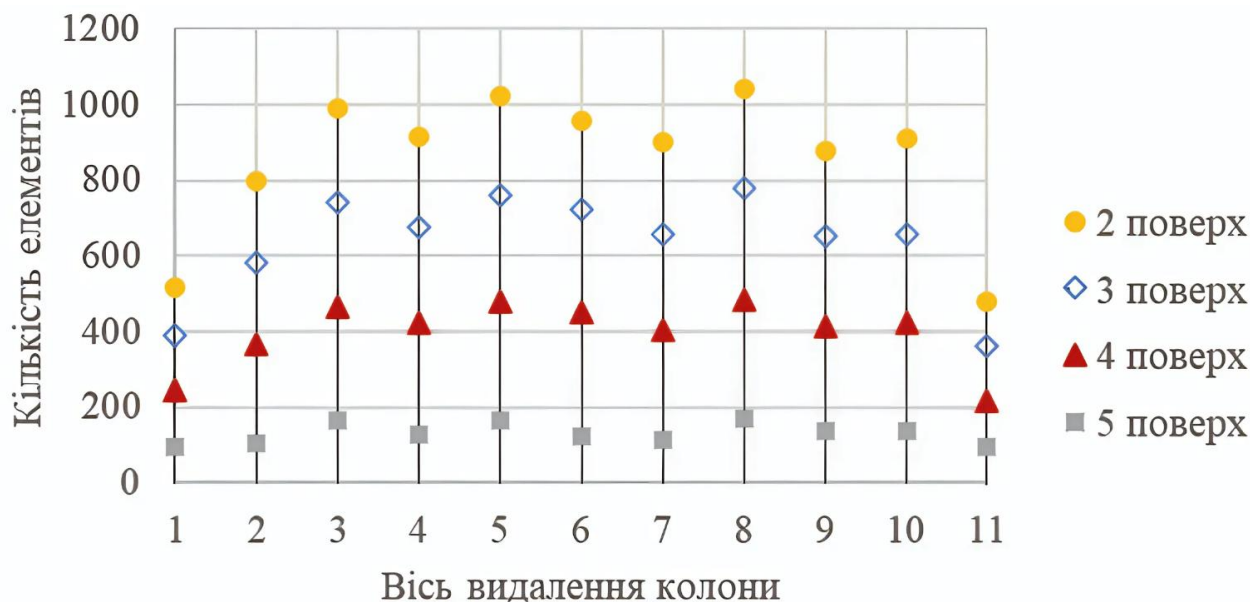


Рис. 3. Графік зміни кількості пошкоджених елементів

Відповідно до результатів досліджень були виявлені колони, втрати несучої здатності яких буде найбільш та найменш суттєво впливати на поширення руйнувань каркасом будівлі. Найменший показник критичного фактору властивий колоні п'ятого поверху на перетині осей 11Г. Він складає 5,311. При цьому кількість уражених елементів – 93. Кольоровий розподіл за міцністю при розрахунку на прогресуюче обвалення за вилученням колони на перетині осей 11Г на п'ятому поверсі наведений на рис. 4. Найвищий показник критичного фактору властивий колоні другого поверху на перетині осей 5Г. Значення критичного фактору складає 49,892, а кількість пошкоджених елементів – 1024. Кольоровий розподіл за міцністю при розрахунку на прогресуюче обвалення за вилученням колони на перетині осей 5Г на другому поверсі наведений на рис. 5.

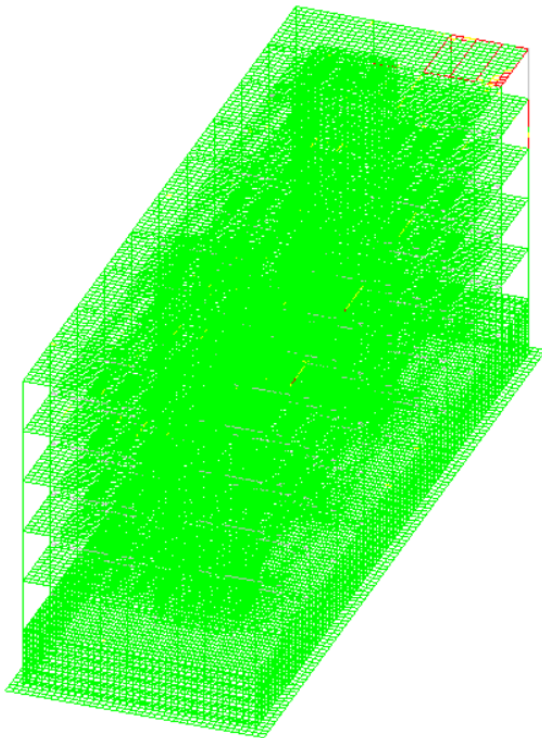


Рис. 4. Кольоровий розподіл за міцністю за вилученням колони на перетині осей 11Г на п'ятому поверсі

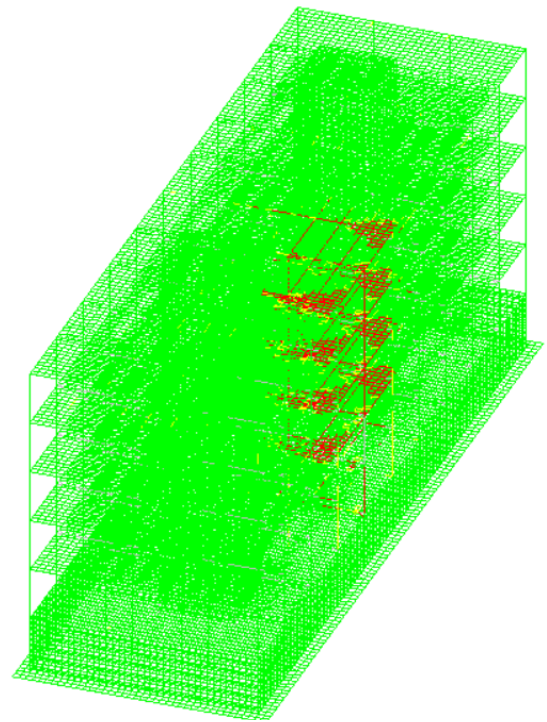


Рис. 5. Кольоровий розподіл за міцністю при за вилученням колони на перетині осей 5Г на другому поверсі

Висновки результатів досліджень та їх подальші перспективи за вибраним напрямом.

У даному дослідженні здійснено аналіз чутливості каркасу багатоповерхової залізобетонної будівлі до пошкоджень колон за допомогою розрахунку на прогресуюче обвалення у програмному комплексі SCAD. Це дозволило оцінити вклад кожного конструктивного елемента в забезпечення загальної стійкості будівлі. Результати розрахунків показали, що чим нижче поверх локалізації колони, що зазнала ураження, тим величина критичного фактору вища, оскільки нижні поверхи приймають навантаження від колон, що розташовані на поверххах, розташованих вище. Центральні колони є більш чутливими до пошкоджень і саме їхнє руйнування викликає суттєве поширення руйнувань у каркасі. Кутові колони закріплені від втрати стійкості балками у двох напрямках та мають меншу вантажну площу у порівнянні з колонами середніх рядів. Зокрема встановлено, що руйнування верхніх поверхів мають локальний характер, у той час як пошкодження нижніх елементів спричиняють каскадне поширення руйнувань.

Отримані результати підкреслюють необхідність врахування місця розташування колон і впливу конструктивних рішень під час проектування та оцінки надійності будівель. Подальші дослідження можуть бути зосереджені на вдосконаленні моделей прогнозування прогресуючого руйнування та розробці заходів для мінімізації ризиків втрати несучої здатності каркасів.

Список літератури

1. Шаповалов А. Н., Руденко В. В. Теоретичні основи забезпечення надійності багатоповерхових залізобетонних каркасних будівель у випадку прогресуючого руйнування. Collection of scientific works of the Ukrainian State University of Railway Transport. 2016. № 166. URL: <https://doi.org/10.18664/1994-7852.166.2016.92818>.
2. Research of progressive collapsing calculation methods / Y. Otrosh та ін. Mechanics And Mathematical Methods. 2023. Т. 5, № 2. С. 25–40. URL: <https://doi.org/10.31650/2618-0650-2023-5-2-25-40>.
3. Seweryn Kokot, George Solomos Progressive collapse risk analysis: literature survey, relevant construction standards and guidelines. Administrative Arrangement No JRC 32253-2011 No HOME/2010/CIPS/AA/001-A1, ABAC No 30-CE-0471931/00-60 Activity A5 - Blast Simulation Technology Development Deliverable D5.1. Technical Report. – Luxembourg: Publications Office of the European Union, 2012. – 80 p.

4. Analysis of calculation methods for progressive collapse of single-storey frame industrial buildings and search for opportunities to improve the accuracy of calculations / A. V. Radkevich та ін. Ukrainian Journal of Civil Engineering and Architecture. 2024. № 1 (019). С. 122–129. URL: <https://doi.org/10.30838/j.bpsacea.2312.270224.122.1032>.
5. Лізунов П., Лук'янченко О., Костіна О. Моделювання прогресуючого руйнування каркасних будівель від сейсмічного впливу. InterConf. 2022. № 16(121). С. 374–384. URL: <https://doi.org/10.51582/interconf.19-20.08.2022.035>.
6. Перельмутер А., Сливкер В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа: Книга. 2-ге вид. Киев: Сталь, 2002. 618 с.
7. Баженов В.А., Перельмутер А.В., Шишов О. В. Будівельна механіка. Комп'ютерні технології : підручник. Київ : Каравела, 2009. 696 с.
8. SCAD Office. Версия 23. Вычислительный комплекс SCAD++ / В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, А.А. Маляренко, А.В. Перельмутер, М.А. Перельмутер, С.Ю. Фиалко. — Издательство «СКАД СОФТ», 2024.— 992 стр.
9. Kovrova, V., Volkova, V., Pakrastins, L. (2024). Modal Analysis of a Multi-storey Frame Building with Consideration of the Soil Base. In: Barros, J.A.O., Kaklauskas, G., Zavadskas, E.K. (eds) Modern Building Materials, Structures and Techniques. MBMST 2023. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 392. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-031-44603-0_69.
10. Kovrova V., Volkova V. 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. 2023. No. 111. P. 172–177. URL: <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2023.111.172-177>.
11. Kovrova V., Volkova V., Pakrastins L. The impact of vibration on buildings: Problems and solutions. E3S Web Conf. 2024. Vol. 534. P. 01010. URL: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202453401010>.

ОПІР СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПЕРЕКРИТТЯ РОБОЧОЇ ВЕЖІ ЕЛЕВАТОРА ПРИ ДИНАМІЧНИХ НАВАНТАЖЕННЯХ.

П.Я. Пономарьов, Н.О. Костира

П.Я. Пономарьов, Н.О. Костира, доцент

**Національний університет біоресурсів
і природокористування України,
ДНП ДУ Київський авіаційний інститут, Україна**

Робота присвячена аналізу опору сталезалізобетонних конструкцій перекриттів робочих веж елеваторів при динамічних навантаженнях, викликаних зерноочисними сепараторами. Досліджено переваги використання сталезалізобетонних конструкцій перекриття для підвищення стійкості конструкцій і мінімізації параметрів коливань. Як приклад, розглянуто сепараторний поверх елеватора в Київській області, де успішно реалізовано рішення для мінімізації ефекту резонансу.

Сталезалізобетонні конструкції — комбінований елемент із бетону (залізобетону) і конструкційної або холодноформованої профільованої сталі, об'єднаних за допомогою з'єднань, що працюють на зсув і виключають можливість поздовжнього ковзання між бетоном і сталлю та відшарування компонентів між собою [1]. Даний тип конструкцій поєднує міцність сталі та жорсткість бетону, забезпечуючи підвищену стійкість до навантажень різного типу.

Основними видами сталезалізобетонних конструкцій є:

- сталезалізобетонні плити по профільованому сталевому настилу;
- композитні конструкції із залізобетонних плит та сталевих балок;
- залізобетонні конструкції з жорсткою арматурою;
- трубобетонні конструкції.

Основним напрямком застосування сталезалізобетонних плит по профільованому настилу є будівництво багатоповерхових громадських будівель, але з кожним роком сфера застосування розширюється і на сьогоднішній день широко застосовуються при будівництві промислових об'єктів, логістичних центрів, громадських будівель, об'єктів спортивного призначення, багатоквартирних та індивідуальних житлових будівель, проведенні реконструкцій [3].

Переваги при застосуванні сталезалізобетонних перекриттів по профільованому настилу:

- завдяки комбінації сталі та бетону, будівництво із застосуванням даного типу конструкцій, є більш економічно вигідним в порівнянні із сталевими та бетонними конструкціями;
- сталь сприймає здебільшого напруження розтягу, а бетон - стиску;
- зменшення розмірів перерізів при високих навантаженнях та великих прольотах;
- можливість комбінування окремих будівельних елементів у комплексні несучі конструкції, зменшення термінів будівництва;
- зменшення фундаментів за рахунок меншої ваги конструкцій;
- більш сприятлива робота з динамічними навантаженнями за рахунок розподілення навантаження по бетонній плиті.

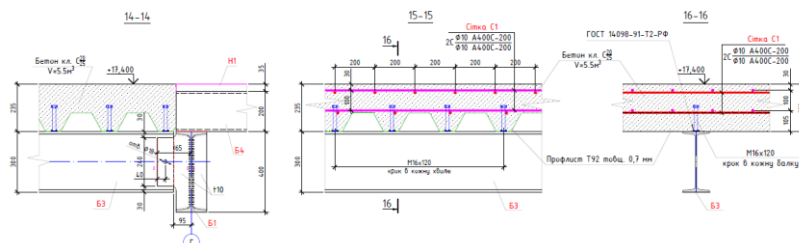
В сільському господарстві застосування сталезалізобетонних конструкцій тільки набирає популярності. Зазвичай даний тип конструкцій використовують під час вирішення певних специфічних задач. Однією з них є влаштування перекриття сепараторних поверхів робочих веж елеваторів. Під час роботи зерноочисних сепараторів створюються динамічні навантаження, що виникають через плоскопаралельний рух сит. Ці навантаження мають періодичний характер, що може призводити до резонансних явищ та вібрацій, особливо при встановленні декількох машин на одному поверсі. В результаті таких коливань можуть виникати мікротріщини в бетоні, що знижує стійкість перекриттів і довговічність конструкції загалом [2].

Сталезалізобетонні перекриття демонструють високу стійкість до динамічних навантажень завдяки комбінації жорсткості та здатності до поглинання вібрацій. Це дозволяє уникнути резонансних явищ, що часто виникають при розміщенні важкого обладнання, такого як зерноочисні машини. Застосування сталезалізобетонних перекриттів дозволяє значно знизити амплітуду коливань, що позитивно впливає на стабільність роботи обладнання та зменшує ризик його пошкодження [2].

Як приклад застосування розглянемо робочу вежу елеватора в Київській області (рис.1). На даному об'єкті було застосовано сталезалізобетонне перекриття по профільованому настилу сепараторного поверху на відмітці +17.400 м. На цьому об'єкті встановлено дві зерноочисні машини масою по 8,5 т кожна, що створювало підвищені динамічні навантаження та ризик виникнення резонансу. Під час проектування конструкцій вежі було опрацьовано декілька варіантів та обрано оптимальний варіант сталезалізобетонного перекриття по профільованому настилу, як з точки зору витрат матеріалів, так і сприйняття динамічних навантажень від очисних машин. Для з'єднання сталевих каркасу та бетону між собою, було застосовано стад-болти діаметром 16 мм. Основні вузли кріплення та армування бетону зображено на рис.1.

Рис.

армування
перекриття



1. Вузли кріплення та
сталезалізобетонного

При проєктуванні сталезалізобетонного перекриття вдалося мінімізувати коливання вежі, забезпечуючи надійність конструкції та підвищення ефективності роботи обладнання. Розрахункова модель даного об'єкта виконувалась в програмному комплексі LIRA-FEM для моделювання об'єкта після проведення розрахунків використовувався програмний комплекс Autodesk Revit.

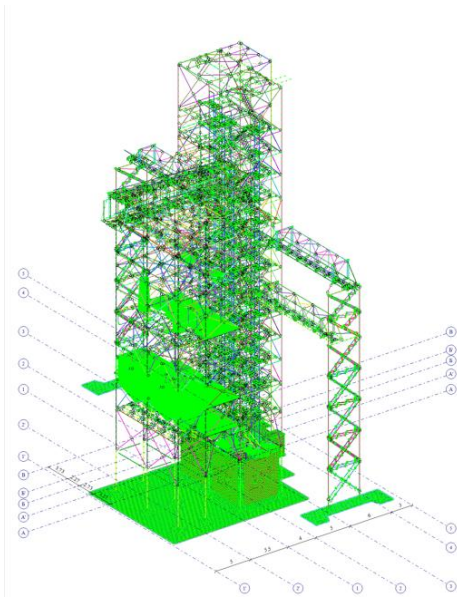


Рис. 2. Розрахункова модель робочої вежі в програмі LIRA-FEM

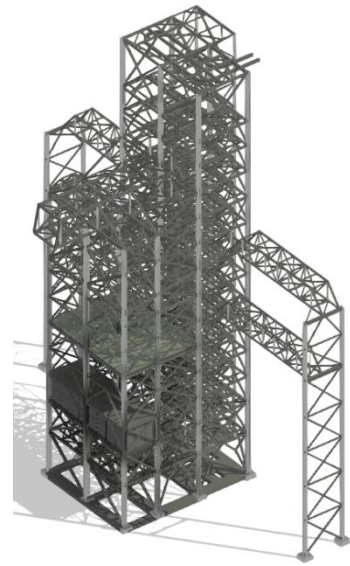


Рис. 3. Розрахункова модель робочої вежі в програмі «Autodesk Revit»

Література

1. ДБН В.2.6-160:2010 Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення. [Чинний від 2010-09-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2011. 99с.
2. Гасенко А.В. Самонапруження сталезалізобетонних конструкцій: монографія / А.В. Гасенко. – Полтава : Астрія, 2022. – 313с.
3. Біляєв М.А. Проєктування сталезалізобетонних конструкцій будівель у відповідності до Єврокод 4 : Підручник для іноземних студентів будівельних факультетів / Біляєв М.А., Калафат К.В., Білик А.С., Постернак О.М. – К.: «Освіта України», 2021. – 500с.

АНАЛІЗ СУЧАСНОГО СТАНУ ТА ПЕРСПЕКТИВИ ДОСЛІДЖЕННЯ ЩОДО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ СТІЙКОСТІ ДО ПРОГРЕСУЮЧОГО ОБВАЛЕННЯ, *Фесун І.К., Вабіщевич М.О.*

Фесун І.К., аспірант

Вабіщевич М.О., д.т.н., професор

Вступ. Сьогодні виклики, що витримує українське суспільство, зокрема повномасштабне вторгнення РФ в Україну, зумовлюють широке інженерне та наукове товариство активізувати свою діяльність. Одним із таких викликів в будівельній інженерії є забезпечення стійкості до прогресуючого обвалення будівель і споруд.

Сфера дослідження прогресуючого обвалення (надалі по тексту – ПО) – бере початки від середини 60-х рр. минулого сторіччя, коли стався перший значний випадок ПО. З того часу і аж до середини 90-х відбувались певні сплески активізації досліджень, однак вони повністю співпадають з появою нових поодиноких випадків ПО того періоду часу. Справжня активізація досліджень відбувається із середини 90-х і по сьогоднішній день. Серія терористичних атак на об'єкти під юрисдикцією США стали відправними точками до підняття дослідження на суттєво вищий рівень. Були впроваджені широкі рекомендації та норми щодо забезпечення стійкості до ПО на основі даних розслідувань випадків ПО та результатів наукових досліджень. У роботі [1] наводиться графік опублікованих робіт на тему ПО, що показує сплеск активізації дослідження, починаючи від 00-х. Згідно графіка регіонального походження досліджень ПО, то до 2008 року передовиками були науковці із США та Великої Британії, а вже з 2013 року передовиками у дослідженнях ПО є науковці із КНР.

Сучасний стан національної гілки нормативної бази України щодо стійкості до ПО будівель можна охарактеризувати, як малозабезпечений та невпорядкований. Ключовим є те, що окремими державними нормативними документами у сфері будівництва встановлено вимогу виконання умови забезпечення стійкості до ПО, однак норм, які б регламентували чіткий алгоритм дій з дотримання цих вимог поки не розроблено [3].

На відміну від національної гілки нормативної бази України, закордонні нормативні документи щодо забезпечення стійкості до ПО вміщують, крім забезпечення мінімальних рівнів міцності, безперервності та пластичності, методики явного врахування стійкості до ПО. Основним таким методом є аналіз альтернативного шляху, що зустрічається у всіх нормах. Параметри до його реалізації сповна наведені у американських GSA 2016 [4] і UFC 4-023-03 [5], однак при цьому є певні особливості застосування цих норм:

- об'єкти спеціального призначення (Міноборони, уряду);
- поверховість будівель від 3-4 і більше;
- поглиблення аналізу залежно від категорії ризику (відповідальності) будівлі;
- нове будівництво чи реконструкція.

Станом на середину третьої декади XXI століття у світовій практиці зафіксовано понад 40 ґрунтовно досліджених випадків ПО будівель найвищого рівня відповідальності. Переважно це об'єкти багатоквартирного житла, офісних центрів, навчальних закладів, адміністративних будівель тощо. Таке невелике число прикладних інженерних розслідувань до загальної кількості зруйнованих

будівель пояснюється тим, що дослідники займалися лише унікальними випадками, втрата яких матиме соціальний, економічний та політичний вплив [2].

В роботах [6, 7] встановлено, що процес обвалення можливий за декількома видами, а саме: «млинець», «доміно», «блискавка», «секційний», «нестійкість», змішаний». У дослідженні [2] визначено, що практично усі випадки відносяться до «змішаних» видів з ключовим видом обвалення «млинець» (87% випадків). Приклад такого алгоритму руйнування наступний: руйнування колони → нездатність перекриття над видаленою колоною витримувати аварійні впливи → вага конструкцій перекриття над видаленою колоною ударяють в нижче розташовані конструкції → повторення попередніх процесів. Серед усіх випадків ПО у 45% початкове руйнування почалось з колон (з них 64% руйнування відбулось одночасно двох колон і більше).

У роботі [8] зазначено про необхідність врахування ступеню непропорційності обвалення. Для прикладу, обвалення веж ВТЦ, які вважаються прикладами ПО, не варто вважати їх непропорційними. Зіткнення авіалайнерів як і величина ініціюючого впливу, так і масштаб початкових пошкоджень були настільки масштабним, що усі підходи до забезпечення стійкості до ПО не є дієвими.

Метою роботи є всебічний аналіз сучасного стану та перспективи дослідження щодо забезпечення стійкості до ПО. Основними цілями роботи є:

- визначення необхідності врахування причини аварійного впливу при моделюванні ПО;
- пошук раціональних критеріїв прогресуючого обвалення (допустимість локального руйнування несучих конструкцій, за винятком видаленої конструкцій під час моделювання);
- пошук раціональних мінімальних та максимальних характеристик будівель до врахування стійкості до ПО (поверховість, величина прольотів, призначення будівлі);
- встановлення необхідності моделювання ПО у два етапи: раптове видалення конструкцій – перша перевірка стійкості та ударне навантаження конструкцій – друга перевірка стійкості.

Виклад основного матеріалу дослідження. На сьогодні, загально прийнятим підходом до визначення стійкості будівлі до ПО є моделюванні процесу шляхом раптового видалення колони або іншої вертикальної несучої конструкції. Згідно із даними статистичних досліджень випадків ПО, такий підхід є вірогідним, однак не в повній мірі відображає реальні сценарії обвалення, зокрема не враховує характер причини аварії конструкції та її вплив на сусідні елементи. Врахування причини аварійного впливу при моделюванні може суттєво змінити вихідні умови, і, як наслідок - напружено-деформований стан (надалі по тексту – НДС) розрахункової схеми будівлі, що вплине на визначення її стійкості до ПО.

На основі даних статистичних досліджень випадків ПО особливості його моделювання з урахуванням причини ініціюючого впливу можуть бути наступними:

- видалення внаслідок аварії кількох колон відразу або колони з частиною конструкцій перекриття, а не однієї колони;
- чисельна апроксимація пошкоджень та геометричних змін суміжних конструкцій від аварійного впливу;
- розгляд одночасної дії механічного та температурного впливів.
- завантаження схеми масою зруйнованих конструкцій, прикладеною у вигляді ударного навантаження.

Дослідження перерозподілу зусиль. В загальному розумінні, аналіз альтернативного шляху зводиться до дослідження перерозподілу зусиль при відмові різних конструктивних елементів і різної кількості відмов конструктивних елементів. На такий перерозподіл впливають:

- конструктивна схема;
- планове розміщення конструкцій, регулярність сітки, величини прольотів;
- забезпечення просторової жорсткості;
- поверховість;
- матеріал конструктивних елементів і моделювання їх властивостей;
- вибір методу моделювання раптового видалення конструкцій.

Відповідно до рекомендацій [4], конструкції з більшою кількістю поверхів забезпечують ефективніший перерозподіл навантажень, а збільшена кількість елементів над видаленою частиною сприяє цьому процесу. Врахування фізично нелінійних властивостей матеріалів є одним із необхідних параметрів забезпечення стійкості до ПО. Реалізація моделювання раптового видалення конструкції можлива такими методами: квазістатичний (pulldown аналіз; pushdown аналіз) та динамічний (пряме інтегрування рівнянь руху за часом).

Допустимість локального руйнування несучих конструкцій. Аналіз сучасних закордонних нормативних документів показав, що при проектуванні нового будівництва переважно не допускається локальне руйнування несучих конструкцій в результаті моделювання ПО методом альтернативного шляху (GSA 2016, UFC 4-023-03). При чому у попередній редакціях допускалось локальне руйнування в межах 15-30% (GSA 2003). Це свідчить про встановлення більш жорстких вимог на сучасному етапі, порівняно до минулих часів.

Питання недопустимості локального руйнування несучих конструкцій після умовного видалення колони може призвести до завищених параметрів несучої здатності конструкцій. Наприклад, при такому підході аварійної ситуації необхідне армування конструкцій може кількісно переважати у кілька разів за армування, визначене розрахунком при усталеній ситуації (проектна ситуація).

Таким чином, недопустимість локального руйнування може унеможливлювати проектування за усталеною ситуацією, а створювати єдину можливість проектування одразу на аварійну ситуацію ПО, оскільки за таким сценарієм це найгірший варіант. Це може бути раціональним для об'єктів спеціального призначення, зокрема енергетичні, військові або урядові об'єкти, як визначається призначенням будівель щодо застосування закордонних норм ПО [4, 5].

Мінімальні та максимальні характеристики будівель. Сьогоднішні вимоги щодо забезпечення стійкості до ПО враховуються для класів наслідків СС3 та в окремих випадках СС2 в національній гілці проектування України. Така вимога унеможливорює її виконання для будівель із складними конструктивними рішеннями, наприклад, великопрольотних. Тому виникає необхідність встановлення мінімальних та максимальних границь характеристик будівель для виконання вимог щодо забезпечення стійкості до ПО. Такими граничними характеристиками можуть бути:

- мінімальна поверховість;
- максимальна висота вертикальних несучих конструкцій;
- максимальна величина прольотів несучих конструкцій.

Двоетапність моделювання. Визначні випадки ПО показали, що початкове руйнування несучої конструкцій це лише початок обвалення, тому і моделювання роботи системи із видаленим елементом є лише початком (I етапом) пошуку забезпечення стійкості щодо ПО. Подальшими етапами пошуку забезпечення стійкості щодо ПО є моделювання удару окремих вище

розташованих конструкцій на нижні за видом обвалення «млинець». Пропонована загальна схема забезпечення стійкості до ПО див. рис. 1.

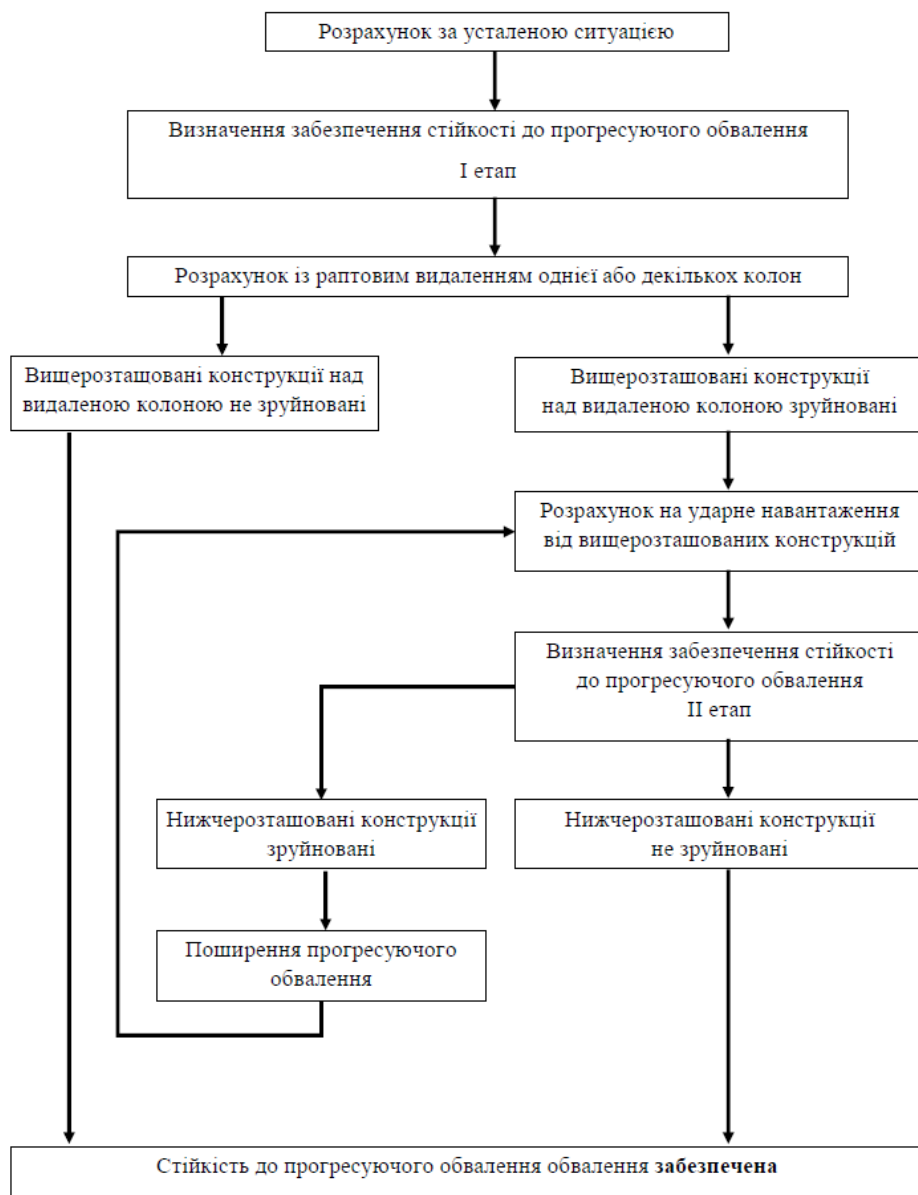


Рис. 1. Двоетапна схема забезпечення стійкості до ПО

Висновки:

1. Існуючий підхід моделювання ПО базується на незалежності поведінки об'єкту від типу загрози, тобто нехтування джерела походження аварійного впливу. Врахування причини аварійного впливу при моделюванні може суттєво змінити вихідні умови, і, як наслідок - напружено-деформований стан (надалі по тексту – НДС) розрахункової схеми будівлі, що вплине на визначення її стійкості до ПО.
2. Застосування в проектуванні підходу щодо недопустимості локального руйнування будівель і споруд, як пропонується в окремих закордонних нормах, може бути виправданим для об'єктів спеціального призначення (військових, енергетичних, урядових тощо). Однак для об'єктів масового будівництва такий спосіб проектування призведе до необґрунтованого багатократного підвищення собівартості.
3. Виникає необхідність встановлення мінімальних та максимальних границь параметрів будівель для виконання вимог щодо забезпечення їх стійкості до ПО. Такими граничними характеристиками можуть бути мінімальна поверховість, максимальна висота вертикальних несучих конструкцій, максимальна величина прольотів несучих конструкцій.
4. Запропонована загальна схема забезпечення стійкості будівельного об'єкту до ПО, що враховує двоетапне моделювання процесу: при відмові колони і, за необхідності, при ударі вище розташованих конструкцій на нижні.

Література

1. Adam J.M., Parisi F., Sagaseta J., Lu X., Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. *Engineering Structures*, 2018. Vol. 173. P. 122–149. <https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2018.06.082>.
2. Caredda G., Makoond N., Buitrago M., Sagaseta J., Chryssanthopoulos M., Adam J.M. Learning from the progressive collapse of buildings. *Developments in the Built Environment*, 2023. Vol. 15. <http://dx.doi.org/10.1016/J.DIBE.2023.100194>.
3. Вабіщевич М.О., Фесун І.К. Підходи щодо забезпечення стійкості до прогресуючого обвалення будівель та споруд. Сучасний стан та перспективи// *Опір матеріалів і теорія споруд*: наук.-техн. збірник. – К.: КНУБА, 2023. – Вип. 110. – С. 256-263.
4. General Service Administration. Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance. 2016. URL: https://www.gsa.gov/system/files/Progressive_Collapse_2016.pdf
5. Department of Defense (DoD). UFC 4-023-03: Design of buildings to resist progressive collapse. 2016, URL <http://dod.wbdg.org/>.
6. Starossek U., Progressive collapse of structures. *Thomas Telford London*, 2009.
7. Starossek U., Typology of progressive collapse. *Engineering Structures*, 2007. Vol. 29.
8. Shankar Nair R. Progressive collapse basics. In *North American steel construction conference proceedings*. 2004.

PROGRESSIVE COLLAPSE ANALYSIS IN SCAD SOFTWARE, *Sergiy Fialko*

Cracow University of Technology, Kraków, Poland; e-mail: sergiy.fialko@gmail.com

Introduction.

The main provisions of the nonlinear dynamic analysis of the progressive destruction of buildings and structures resulting from removing groups of structural elements at a given time by the accepted scenario are presented. This approach is based on a new method of removing from the calculation model groups of finite elements specified by the destruction scenario at certain points in time, which does not require any preliminary information about the stress-strain state of the removed elements. The method allows us to remove not only columns but also finite elements of any type: fragments of walls, staircase-elevator blocks, etc., which makes it convenient for analyzing the behavior of real structures. The second important feature of the method is multi-threaded parallelization, which can significantly reduce analysis time.

Problem formulation.

At the first stage, in a nonlinear formulation, taking into account geometric and physical nonlinearity, the problem of statics from the action of dead and live loads is solved:

$$N(\mathbf{u}_0) = \mathbf{f}^{ext}, \quad (1)$$

where $N(\dots)$ is a nonlinear operator, $\mathbf{f}^{ext}$ is the vector of a given external forces, and $\mathbf{u}_0$ is a nodal displacement vector of static solution. In the second stage, we consider a motion of structure erasing due to removing some finite elements in assigned time points. The structure is subjected to the same external loading. Initial conditions correspond to given initial displacements $\mathbf{u}_0$ and initial stress-strain states of each finite element obtained at the first stage. Cauchy problem arises:

$$\begin{cases} \mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + N(\mathbf{u}_0) = \mathbf{f}^{ext} \\ \mathbf{u}(0) = \mathbf{u}_0, \quad \dot{\mathbf{u}}(0) = 0 \end{cases}, \quad (2)$$

where $\mathbf{M}$ and $\mathbf{C}$ are correspondingly mass matrix and dissipation matrix. Solving (2), we obtain a behavior character of structure in time. If $\mathbf{u}(t)$ monotonically increases, the progressive collapse of the structure occurs. Otherwise, progressive collapse does not happen if $\mathbf{u}(t)$ has an oscillatory character with restricted time amplitude.

Material models are based on the plastic flow theory with elements of damage mechanics. Different flow laws are accepted for various materials[1], [2], [4]. For reinforced concrete structural elements we take the associative plastic flow rule with the flow surface as a non-circular paraboloid for concrete and von Mises plastic flow for steel. Triangular and quadrilateral Mindlin-Reissner shear locking free plane shell finite elements, as well as Timoshenko's beam one, with discrete inclusions, simulating reinforcements, are created. When the limit strains in concrete or reinforcement are exceeded, the brittle fracture is simulated using a damage parameter[1], [2]. The calculation model can contain both linear finite elements and physically nonlinear ones.

Taking into account geometric nonlinearity for such problems has a significant impact on the results, even though, it would seem, in most cases the elements of building structures, especially reinforced concrete ones, are rigid. However, during partial destruction, the fragments of the calculation model may obtain large displacements and angles of rotation. In this work, the total Lagrangian formulation is used for shell finite elements, and we are limited to the von Karman quadratic approximation. However, the quadratic approximation does not allow rods to exceed the critical elastic buckling force and simulate post-buckling behavior. Therefore, we have developed an approach that allows us to retain up to 16 terms of the Taylor series when expanding the longitudinal deformation in the Taylor series, which made it possible to analyze the post-buckling behavior of the finite elements of the spatial frame [1].

Numerical analysis

Numerical integration of the Cauchy problem (2) is usually very time-consuming. We apply an implicit integration method based on the α – HHT method [1] – [4]. The most time-consuming stages of

this method are assembling the tangent stiffness matrix, its factorization, performing forward-backward substitutions, and determining the vector of internal forces. Special algorithms for multi-threaded parallelization of the mentioned procedures have been developed for SMP computers [5] and NUMA ones, [6]. The reliability of the results is justified by comparing the results of numerical analysis with the results of well-designed experiments and with exact analytical solutions in rare cases when the latter exists [1], [2], [4].

Consider a model of a multi-story building in which the lower finite elements of the staircase and elevator block are removed (Fig. 1) as an example demonstrating the capabilities of the proposed approach.

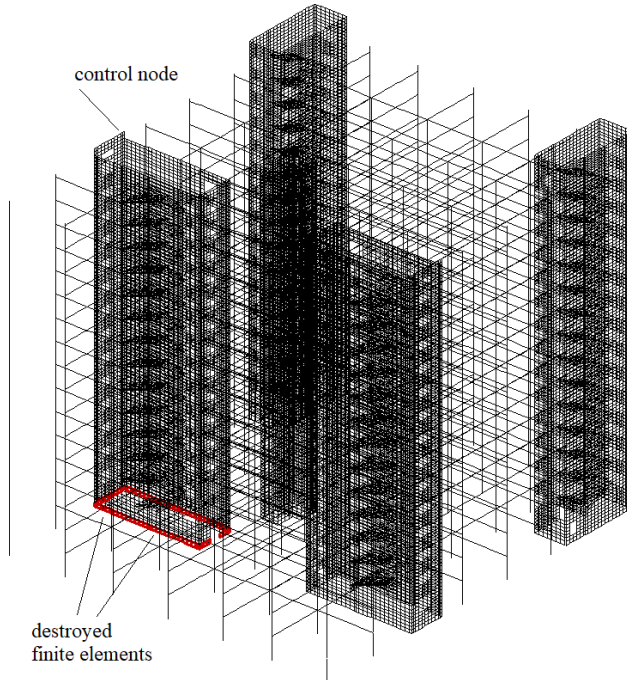


Fig. 1 Model of a multi-story building 910,256 equations. Only vertical load-bearing structural elements are shown.

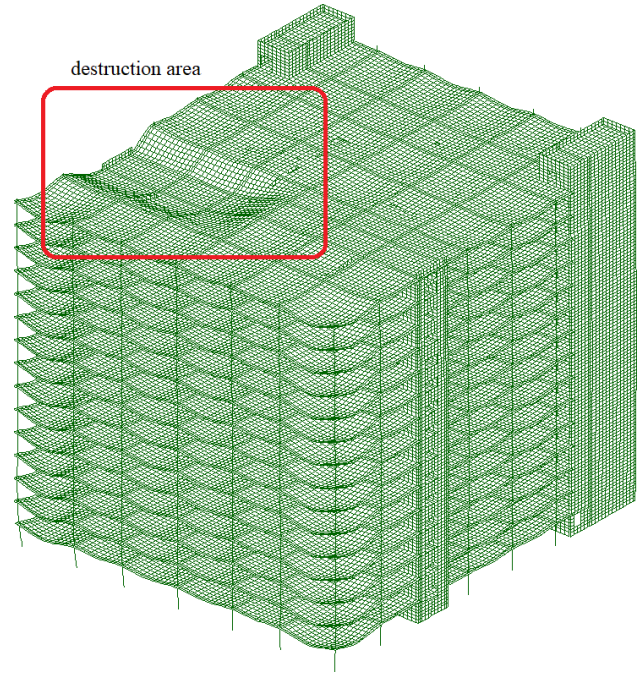


Fig. 2 Subsidence of a building section during progressive collapse.

The computational model contains 910,256 equations and consists exclusively of nonlinear finite elements that take into account both geometric and physical nonlinearity. When the bottom row of finite elements of one of the staircase-elevator blocks is instantly removed, an unlimited increase in vertical displacement occurs in the control node, which indicates the progressive nature of the destruction (Fig. 3). The 'Large displ.' curve corresponds to the geometrically nonlinear analysis using a deformed scheme (updated Lagrangian formulation), and the 'von Karman approx.' curve. – total Lagrangian formulation, and for plate finite elements the von Karman approximation is used, and for spatial frame finite elements up to 16 terms of the series are retained in the Taylor expansion.

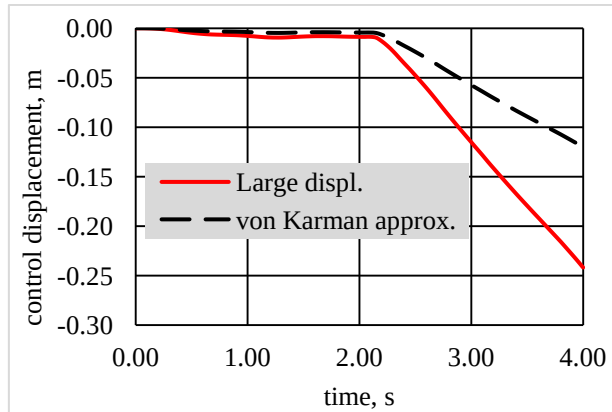


Fig. 3 Vertical displacement in the control node, m.

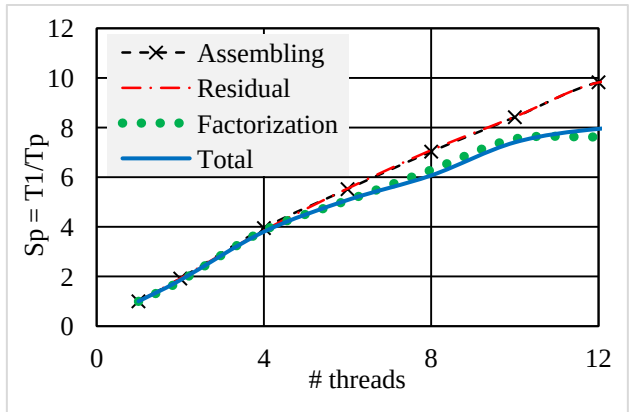


Fig. 4 Speed-up of main solution stages with increasing the number of threads

During the first second, a dead and live load is slowly applied. Then, during the second, the small vibrations that arise die out, and at the beginning of the third second, the end elements of the lower row of the staircase-elevator block are suddenly removed. This graph shows that for a correct analysis of progressive destruction, it is necessary to perform a nonlinear analysis using a deformed scheme. Fig. 2 shows the subsidence of an entire section of the building due to this initiating impact.

Fig. 4 shows the speedup of the most time-consuming stages of solving the Cauchy problem as the number of threads increases. The problem is solved on a computer with a 12-core Intel Core™ i9-9920X CPU 3.50 GHz processor, 12 physical cores, and 24 logical processors, is applied. The amount of RAM is 128 GB with four memory channels allows us to keep all problems in the core memory. The considered problem requires 24 GB RAM. This processor supports SIMD instructions AVX512F and FMA, which ensures a high performance in the factorization stage.

Conclusions

To obtain reliable results in the case of progressive destruction of buildings and structures, it is necessary to perform nonlinear dynamic analysis, taking into account both geometric nonlinearity at large displacements and finite angles of rotation, and physical nonlinearity of structural elements, taking into account plasticity and brittle destruction upon reaching limiting strains.

The creation of special multi-threaded algorithms for solving the Cauchy problem, to which nonlinear dynamic analysis is reduced, has made it possible to reduce the duration of analysis by approximately an order of magnitude and make the time required for solving such problems on multi-core computers with shared memory accessible to the average user.

References

- [1] Fialko S. Progressive collapse analysis on multicore computers using the nonlinear dynamic approach. *Computer Assisted Methods in Engineering and Science*. 12., 2024, p. 1 – 38. doi: 10.24423/cames.2024.1641
- [2] Fialko S. Nonlinear dynamic analysis of the progressive collapse on multi-core computers. In book: Altenbach Holm, Bogdanov Viacheslav, Grigorenko Alexander Ya. [et al.] (eds.): *Selected problems of solid mechanics and solving methods*, *Advanced Structured Materials*, no. 204, 2024, Cham, Springer, 544 p., DOI:10.1007/978-3-031-54063-9_12
- [3] Fialko, S. Yu., Kabantsev, O. V., Perelmutter A. V. Elasto-plastic progressive collapse analysis based on the integration of the equations of motion. *Magazine of Civil Engineering*, 102(2), 2021. p. 1 – 10. DOI:10.34910/MCE.102.14
- [4] Fialko S. Yu. *Primenenie metoda konečnyh èlementov k analizu pročnosti i nesušej sposobnosti tonkostennyh železobetonnyh konstrukcij s učetom fizičeskoj nelinejnosti*. Izdatel'stvo SKAD Soft, Izdatel'skij dom ASV, Moskva, 192 p. (In Russian).
- [5] Fialko S. Yu. Parallel finite element solver for multi-core computers with shared memory. *Computers & Mathematics with Applications*. 2021, Vol. 94, 1 – 14. <https://doi.org/10.1016/j.camwa.2021.04.013>
- [6] Fialko S. Yu. Parallel finite element solver PARFES for the structural analysis in NUMA architecture. *Advances in Engineering Software* 174 (2022) 103290 pp. 1 – 12. <https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2022.103290>