DOI: https://doi.org/10.33644/2313-6679-3-2025-5

УДК 624.014, 621.039.58

ТРУСОВ І.О.
Аспірант кафедри металевих і дерев'яних конструкцій, керівник служби стійкості до зовнішніх впливів філії «ВП «Науково-технічний центр» АТ «НАЕК «ЕНЕРГОАТОМ»,
Україна, м. Київ
e-mail: i.trusov@direkcy.atom.gov.ua
тел.: +38 (093) 059-49-63
ORCID: 0000-0002-9351-6633

ВИЗНАЧЕННЯ ГРАНИЧНОЇ СЕЙСМОСТІЙКОСТІ СТАЛЕВИХ КАРКАСНИХ БУДІВЕЛЬ КРИТИЧНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ

АНОТАЦІЯ

У статті представлено комплексну методику визначення граничної сейсмостійкості з високою забезпеченістю низької ймовірності відмови (далі – HCLPF) сталевих каркасних будівель, що належать до критичної інфраструктури атомних електростанцій (далі – АЕС). Методика базується на лінійно-спектральному підході та спрямована на оцінку сейсмостійкості конструктивних елементів за умов сейсмічного навантаження. Параметр HCLPF, виражений в одиницях прискорення вільного падіння (*g*), є інтегральним показником сейсмічної надійності та порівнюється з величиною пікового прискорення на ґрунті (далі – PGA), що приймається як кваліфікаційний рівень сейсмічного впливу для майданчика АЕС.

У роботі акцентовано увагу на обмеженнях застосування державних будівельних норм (далі – ДБН) до конструкцій АЕС з огляду на їхню специфіку та підвищений рівень відповідальності. Запропонована методика включає використання програмного комплексу ЛІРА-САПР, що офіційно дозволений для обґрунтування безпеки ядерних установок. Сейсмічний аналіз охоплює модальний розрахунок, спектральний аналіз відгуку та врахування взаємодії конструкції з ґрунтом.

Особливу увагу приділено характеристикам демпфування різних типів конструкцій та динамічним властивостям ґрунтової основи. Введено безрозмірний коефіцієнт непружного поглинання енергії (Fμ), який враховує переважаючі деформаційні режими (стиск, вигин, зсув) у сталевих елементах. Результати розрахунків показали, що мінімальне значення HCLPF для досліджуваної будівлі перевищує проєктне значення PGA, що підтверджує її сейсмостійкість.

Додатково побудовано криві пошкоджуваності, які відображають ймовірність відмови конструктивних елементів за різних рівнів сейсмічного впливу. Ці криві базуються на представницьких значеннях параметрів невизначеності та формують імовірнісну основу для оцінки сейсмічного ризику. Запропонований підхід підвищує достовірність оцінки сейсмічної безпеки критичних об'єктів та сприяє прийняттю обґрунтованих рішень у сфері ядерної безпеки.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: гранична сейсмостійкість, лінійно спектральний метод, максимальний проєктний землетрус, будівлі та споруди енергоблоків атомних станцій.

DETERMINATION OF THE SEISMIC FRAGILITY OF STEEL FRAME BUILDINGS OF CRITICAL INFRASTRUCTURE

ABSTRACT

This article presents a comprehensive methodology for determining the High Confidence of Low Probability of Failure (HCLPF) seismic fragility of steel frame buildings that are part of the critical infrastructure of nuclear power plants (NPPs). The methodology is based on the linear spectral method and is aimed at evaluating the seismic resistance of structural elements under extreme seismic loading conditions. The HCLPF parameter, expressed in units of gravitational acceleration (*g*), serves as an integral indicator of seismic performance and is compared with the Peak Ground Acceleration (PGA) value defined for the NPP site, which represents the seismic qualification level.

The study emphasizes the limitations of applying standard national building codes (DBN) to NPP structures due to their unique operational and safety requirements. Therefore, the proposed methodology incorporates advanced modeling techniques using the LIRA-SAPR software, which is officially approved for safety justification of nuclear installations in Ukraine. The seismic analysis includes modal decomposition, response spectrum analysis, and the evaluation of dynamic soil-structure interaction effects.

Special attention is given to the damping characteristics of various structural materials and the dynamic properties of the soil foundation. The methodology introduces a dimensionless inelastic energy absorption coefficient ($F\mu$), which accounts for predominant deformation modes such as compression, bending, and shear in steel elements. The results of the analysis demonstrate that the minimum HCLPF value for the studied structure exceeds the design PGA, confirming the seismic adequacy of the building.

Additionally, the article presents fragility curves that illustrate the probability of failure of structural elements under varying seismic intensities. These curves are constructed using representative values of uncertainty parameters and provide a probabilistic framework for seismic risk assessment. The proposed approach enhances the reliability of seismic safety evaluations for critical infrastructure and supports informed decision-making in the context of nuclear facility resilience.

KEY WORDS: seismic fragility, linear spectral method, maximum design earthquake, buildings and structures of nuclear power plant units.

ВСТУП

Забезпечення сейсмічної безпеки об'єктів критичної інфраструктури, зокрема енергоблоків атомних електростанцій (АЕС), є одним із ключових завдань у сфері ядерної безпеки. Сталеві каркасні конструкції, що використовуються в будівлях АЕС, повинні демонструвати високу стійкість до сейсмічних навантажень, оскільки їх відмова може призвести до катастрофічних наслідків. Існуючі державні будівельні норми (ДБН), хоча й забезпечують загальні вимоги до проєктування, не враховують специфіку навантажень та підвищений рівень відповідальності таких споруд. Це створює потребу в розробці спеціалізованих методик оцінки сейсмостійкості, адаптованих до умов експлуатації АЕС.

У даній статті запропоновано комплексну методику визначення граничної сейсмостійкості (HCLPF) сталевих каркасних будівель на основі лінійно-спектрального підходу. Методика враховує динамічні характеристики конструкцій, взаємодію з ґрунтом, демпфування, а також потенційне розрідження водонасичених шарів. Основна мета роботи — підтвердження сейсмостійкості будівлі машинного відділення енергоблоку АЕС (МВ-2) та обґрунтування її здатності витримувати проєктні та максимальні розрахункові землетруси.

АНАЛІЗ ДОСЛІДЖЕНЬ І ПУБЛІКАЦІЙ

Метод граничної сейсмостійкості є ключовим інструментом для оцінки здатності конструкцій ядерних об'єктів витримувати землетруси, що перевищують проєктні рівні. Його застосування дозволяє кількісно визначити рівень сейсмічного запасу конструкцій, систем і компонентів (SSC), що мають критичне значення для безпеки. Методика HCLPF широко використовується в рамках сейсмічної маржинальної оцінки (SMA) та сейсмічного ймовірнісного аналізу ризиків (SPRA), рекомендованих МАГАТЕ у стандарті NS-G-2.13 [5].

Міжнародний досвід, зокрема дослідження EPRI (Electric Power Research Institute), демонструє ефективність HCLPF у визначенні сейсмічної стійкості обладнання, особливо в умовах високочастотних коливань. Наприклад, у роботах Reed та інших [17] та Choun та Choi [18] показано, як HCLPF використовується для оцінки здатності енергоблоків Yonggwang Nuclear Units 5&6 витримувати землетруси, що перевищують проєктні рівні.

Проблемам моделювання та розрахунку на дію сейсмічних впливів присвячені праці К.В. Єгупова [14], В.К. Єгупова, Ю.І. Немчинова [9, 10], М.Г. Мар'єнкова [10], О.С. Городецького [6], М.С. Барабаш [12] та інших, водночас публікацій стосовно методу граничної сейсмостійкості поки що небагато, що підкреслює актуальність розвитку цього напряму та адаптації міжнародного досвіду до національних умов.

В Україні метод HCLPF активно впроваджується в рамках державних програм оцінки сейсмостійкості енергоблоків АЕС. Зокрема, у статті [19] розглядаються практичні аспекти застосування HCLPF для кваліфікації обладнання та конструкцій АЕС згідно з нормативами

НП 306.2.208-2016 [3] та Методикою МГС [4].

У цьому контексті стаття [13] є прикладом інтеграції HCLPF у сучасні інженерні розрахунки з використанням програмного комплексу LIRA-SAPR. Запропонована методика дозволяє враховувати деформаційні та міцнісні критерії, взаємодію споруди з основою, а також будувати криві пошкоджуваності для оцінки рівня сейсмічного ризику.

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧІ. ОПИС РОЗРАХУНКОВОЇ МОДЕЛІ

Актуальною задачею є визначення реакції відповіді конструкцій сталевого каркасу будівлі та визначення значення граничної сейсмостійкості конструкцій будівлі.

Оцінка сейсмостійкості та визначення значення граничної сейсмостійкості (далі – HCLPF) виконується для будівлі машинного відділення енергоблоку АЕС (далі – МВ-2).

Розрахункова модель розроблена згідно з проєктною та експлуатаційною документацією для розрахунку по МСЕ із застосуванням ПК ЛІРА-САПР, що включено до «Переліку дозволених до використання в АТ «НАЕК «Енергоатом» розрахункових кодів для обґрунтування безпеки ядерних установок» [20].

Загальний вигляд 3D-моделі МВ-2 наведений на рис. 1. Будівля машинного відділення відноситься до I категорії сейсмостійкості [3].

Фундаменти під сталеві колони каркасу по ряду А, ряду Б в осях 12-23, по осі 23 між рядами А і Б – залізобетонні індивідуального типу. Підошва фундаментних плит по ряду А знаходиться на відмітці -6,200; верхній зріз фундаментів – на відмітці -3,800.

Фундаментні плити по ряду А встановлені на залізобетонні плити завтовшки 200 мм. Фундаментні плити по ряду Б (в осях 12÷23) встановлені на залізобетонні плити завтовшки 430÷600 мм. По ряду Б (в осях 13÷18) фундаментом під колони каркасу є суцільна фундаментна плита реакторного відділення.

Фундаменти під обладнання – монолітні залізобетонні плити, на які по контуру опираються колони.

Колони виконані з високоміцної сталі у вигляді зварних двотаврів. Сітка колон каркасу 39,0×12,0 м. Просторова жорсткість будівлі забезпечується защемленням колон в фундаментах, їх сумісною роботою з диском покриття, горизонтальними і вертикальними зв'язками.

Підкранові конструкції виконані у вигляді зварних двотаврових балок прогоном 12,0 м з гальмівними конструкціями у вигляді гальмівних балок з допоміжною фермою. Металеві конструкції виготовлені зі сталі марок 10Г2С1, ВСт3пс6.

РОЗРАХУНОК ГРАНИЧНОЇ СЕЙСМОСТІЙКОСТІ

Метою сейсмічного розрахунку є визначення реакції відповіді конструкції (переміщень, прискорень, внутрішніх зусиль тощо) на сейсмічну дію.

Вибір методу сейсмічного розрахунку зумовлений різними факторами: складністю та

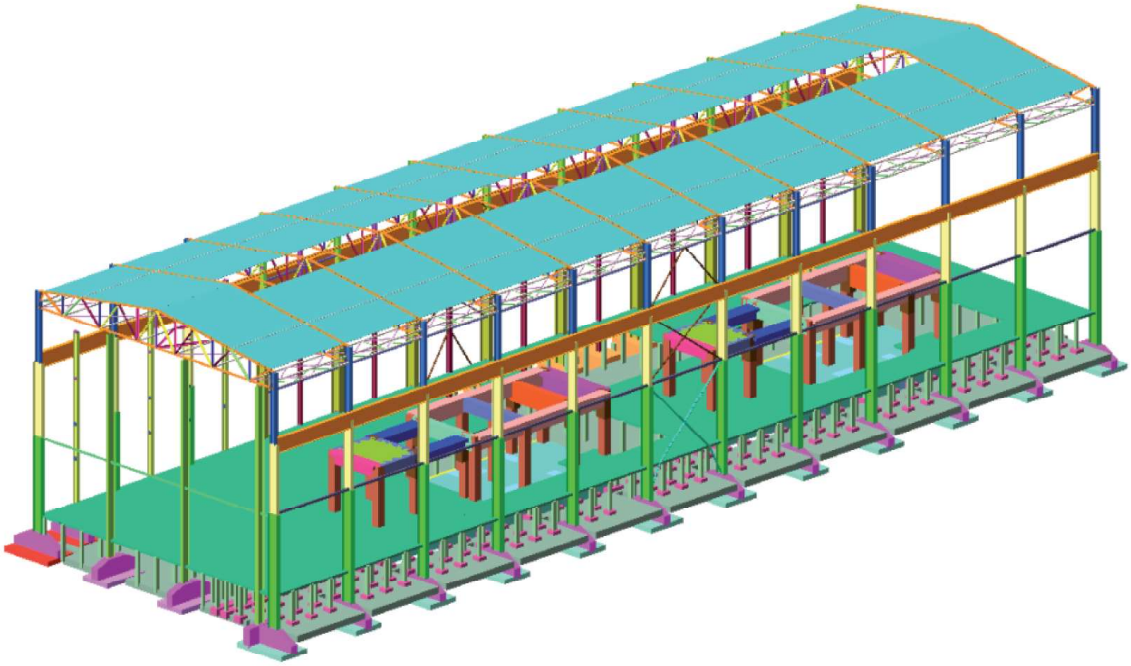

Рисунок 1 – 3D-модель будівлі МВ-2
Конструктивна схема МВ-2 – каркасна.

відповідальністю конструкції, співвідношенням її власних частот та переважаючих частот впливу, складом вихідної інформації про розрахунковий землетрус тощо. У цій роботі сейсмічний розрахунок виконаний за лінійно-спектральною теорією сейсмостійкості.

Вона використовує вихідну сейсмічну дію, задану як спектр відгуку, найчастіше спектр прискорень $S_a(f,\zeta)$. Даний метод розрахунку ґрунтується на розкладанні системи диференціальних рівнянь руху за власними формами. Відповідно до нього, аналіз сейсмостійкості виконується лінійно-спектральним методом за такими етапами:

- виконується модальний аналіз;
- за спектрами відгуку обчислюються модальні (відповідні кожній із власних форм) інерційні сейсмічні сили;
- ці сили прикладають як статичні та визначають модальні відгуки конструкцій (переміщення, моменти, поперечні та поздовжні сили тощо);
- обчислюють сумарний (розрахунковий) сейсмічний відгук;
- використовуючи сумарний відгук, знаходять зусилля у перерізах конструкції з урахуванням інших несейсмічних навантажень та оцінюють сейсмостійкість конструкції.

Розмір і розподіл інерційних навантажень залежить від частот і форм конструкцій, але потім навантаження розглядаються як статичні, тобто даний метод є квазістатичним.

Значення демпфування будівельних конструкцій діючих АЕС (у процентах від критичного) приймаються згідно з табл. 5 Додатка II [5], табл. 3.3 [4], п. 3.1 [8] та наведені в табл. 1.

Для виконання розрахунків з визначення граничної сейсмостійкості існуючих конструкцій використовуються вищі значення демпфування ($0{,}5 \le \frac{D_e}{C} \le 1$) згідно з ASCE 4-16 [8].

Прийняті значення коефіцієнтів загасання для МВ-2 наведені в табл. 2.

Розрахунок за лінійно-спектральною теорією виконано для будівель та споруд (далі – БтаС) I категорії сейсмостійкості для сейсмічного впли-

Таблиця 1 – Значення демпфування будівельних конструкцій діючих АЕС для оцінки сейсмостійкості

Тип будівельних конструкцій	**Значення демпфування, %**		
	$\frac{D_e}{C} \le 0{,}5$	$0{,}5 \le \frac{D_e}{C} \le 1$	$\frac{D_e}{C} \ge 1$
Зварні та фрикційно-болтові металеві конструкції	2	4	7
Несучі болтові металеві конструкції	4	7	10
Попередньо напружені бетонні конструкції (без повної втрати попереднього напруження)	2	5	7
Залізобетонні конструкції	4	7	10
Кабельні траси із заповненими кабельними лотками на 50% і більше та при значенні ZPA≥0,25g	5	10	15
Металеві баки, що містять рідину			
Імпульсивний режим	3	3	4
Конвективний режим	0,5	0,5	0,5
Армовані бетонні баки, що містять рідину			
Імпульсивний режим[1)]	3	5	7
Конвективний режим	0,5	0,5	0,5

Примітка:

D_e – вклад в оцінювальний параметр всіх сейсмічних та несейсмічних навантажень;

C – значення допустимого параметра.

[1)]Якщо бак без облицювання призначений для роботи у якості бар'єру для утримання рідини, повинне використовуватись значення демпфування із першого стовпця ($\frac{D_e}{C} \le 0{,}5$)

Таблиця 2 – Прийняті значення коефіцієнтів загасання для МВ-2

Тип конструкції, системи або компоненти	Значення демпфування, %
Залізобетонні конструкції	7
Попередньо напружені бетонні конструкції (без повної втрати попереднього напруження)	5
Зварні та фрикційно-болтові металеві конструкції	4

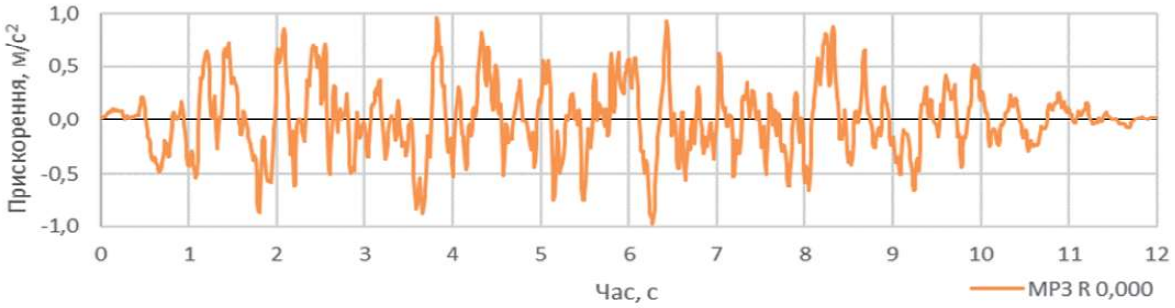

Рисунок 2 – Акселерограма на вільній поверхні ґрунту впливу рівня МРЗ у напрямку *R*

ву рівня проєктного землетрусу (далі – ПЗ) та максимального розрахункового землетрусу (далі – МРЗ). Приклад використаних акселерограм за напрямком *R* приведено на рис. 2.

Горизонтальні компоненти для всіх вихідних акселерограм рівня МРЗ нормувалися за максимальним значенням на 0,10 g (≈100 см/с²) згідно з нормативними вимогами для майданчиків АЕС [3, 5]. Максимальна амплітуда вертикальних компонент приймалася на рівні 2/3 від горизонтальних і прийнята 0,07g (≈70 см/с²).

Кут підходу сейсмічного впливу задавався при розрахунках шляхом урахування значення направляючих косинусів до вхідних акселерограм.

Під час розрахунку ПК ЛІРА-САПР автоматично перетворює вихідні акселерограми на спектри відгуку для відповідних процентів демпфування від критичного (відповідно до значень табл. 2) для врахування демпфування різних типів будівельних конструкцій діючих АЕС.

На рис. 3 наведено приклад спектру відгуку для 4 % демпфування, отриманого з вихідних акселерограм.

В ПК ЛІРА-САПР реалізовано врахування впливу основи згідно з [13]. Методологія розрахунку коефіцієнтів жорсткості та коефіцієнтів пружного рівномірного стиску наведені в статті [13].

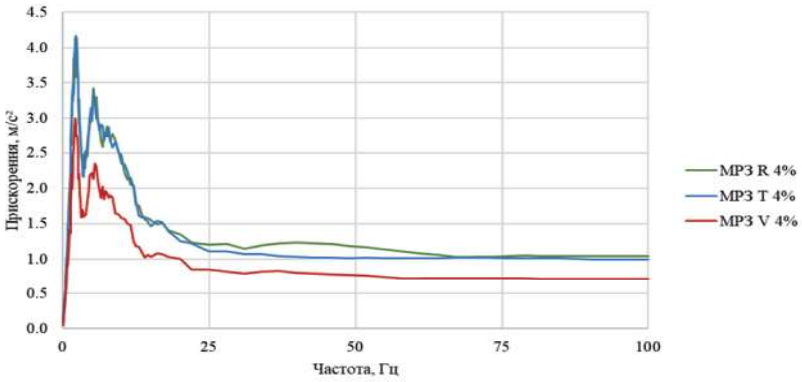

Рисунок 3 – Спектри відгуку у напрямках *R*, *T* (горизонтальні впливи) та *V* (вертикальний вплив) інтенсивністю МРЗ для 4% демпфування

РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКУ ДИНАМІЧНИХ ХАРАКТЕРИСТИК ҐРУНТУ

За даними інженерно-геологічних вишукувань в підсистемі «Ґрунт» ПК ЛІРА-САПР була розроблена модель ґрунтової основи, на якій розміщено будівлю МВ-2 (див. рис. 4).

За результатами розрахунку отримані динамічні коефіцієнти

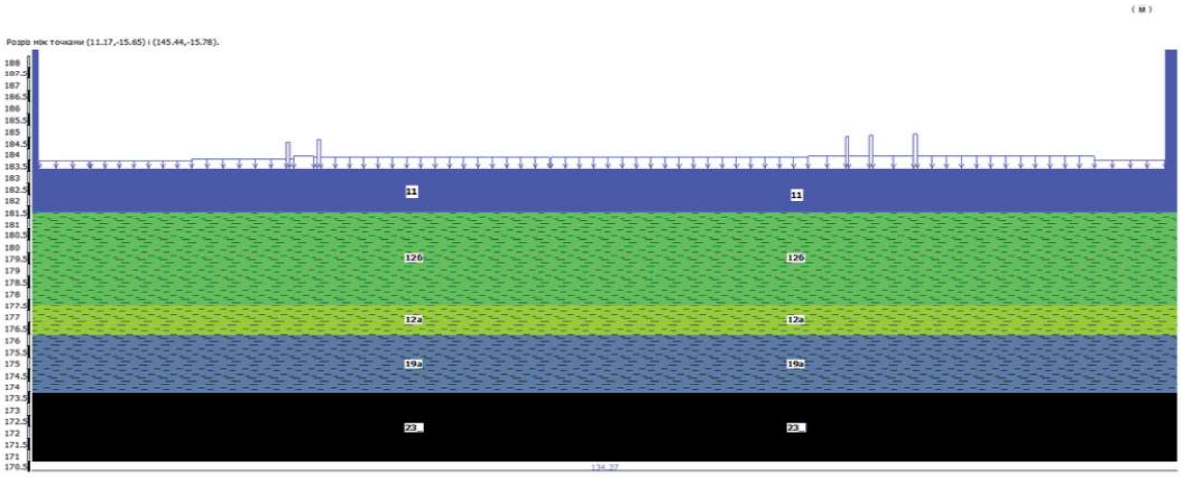

Рисунок 4 – Модель ґрунтової основи

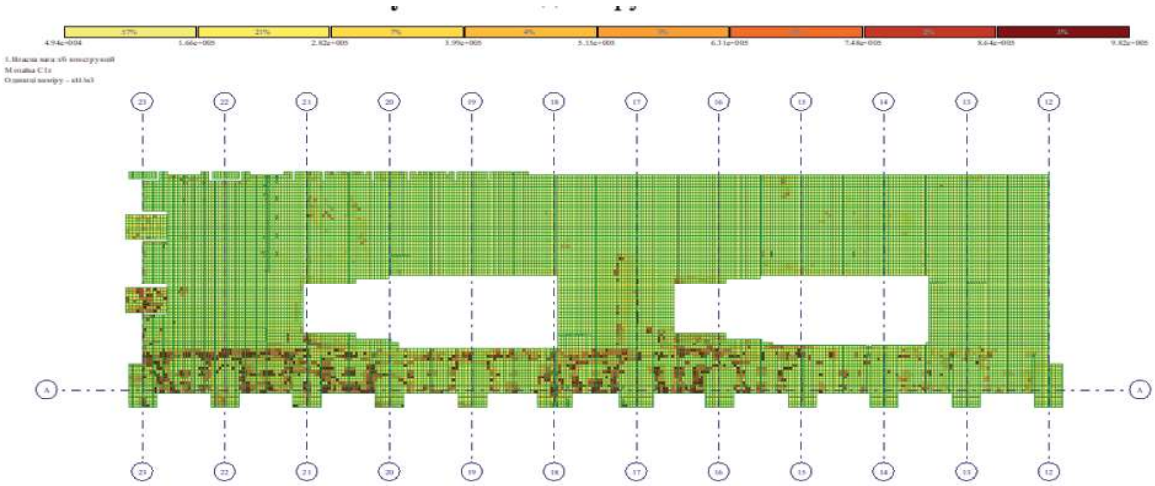

Рисунок 5 – Мозаїка динамічних коефіцієнтів пружності основи C1z

пружності основи C1 (див. рис. 5), а також значення горизонтальних та кутових жорсткостей для кожного вузла основи (Rx, Ry, Rux, Ruy та Ruz).

РОЗРАХУНОК ПОТЕНЦІЙНОЇ МОЖЛИВОСТІ РОЗРІДЖЕННЯ ВОДОНАСИЧЕНИХ ШАРІВ ҐРУНТУ

Гранична сейсмостійкість БтаС визначається як мінімальне значення, отримане з ряду послідовних розрахунків. Окрім розрахунку несучої здатності конструкцій, одним із визначальних є розрахунок можливості розрідження водонасичених шарів ґрунту.

Розрахунок потенційної можливості розрідження водонасичених шарів ґрунту проводився згідно з рекомендаціями [15].

Явище розрідження полягає в повній або частковій втраті ґрунтом несучої здатності і переході його в текучий стан в результаті руйнування структури та зміщення частинок відносно одна одної.

Розрідження ґрунтів може відбуватися під час землетрусів із різними за величиною магнітудами. Ґрунти, що залягають під рівнем ґрунтових вод, піддаються найбільшому впливу. При проходженні пружної хвилі відбувається коливання частинок ґрунту з різними швидкостями та частина контактів розривається. У результаті міцність ґрунту помітно (іноді в кілька разів) знижується. Сейсмічне розрідження ґрунтів, зазвичай, супроводжується важкими аваріями навіть сейсмостійких споруд: споруди встигають «потонути», перекоситися або навіть «розірватися» на поверхні розріджених відкладень. Чим більша пористість ґрунту, тим менший динамічний вплив сприяє явищу розрідження.

Для кількісної оцінки сейсмічного розрідження ґрунтів використовується величина потенціалу розрідження, яка має фізичний зміст коефіцієнта запасу:

$$FS = \left(\frac{CRR}{CSR}\right) \cdot MSF, \qquad (1)$$

де

CRR (cyclic resistance ratio) – коефіцієнт циклічного супротиву;

CSR (cyclic stress ratio) – коефіцієнт циклічного напруження;

MSF (magnitude scaling factor) – коефіцієнт масштабування величини.

Параметр *CRR* визначається на основі приведеної швидкості поперечних хвиль до еталонного тиску (V_{S1}):

$$CRR = a\left(\frac{V_{S1}}{100}\right)^2 + b\left(\frac{1}{V_{S1c} - V_{S1}} - \frac{1}{V_{S1}}\right), \quad (2)$$

де

V_{S1c} – критичне для явища розрідження значення коригованої швидкості поперечних хвиль V_{S1};

a та b – параметри кривої (для побудови рекомендованих кривих прийняті 0,03 та 0,9 відповідно).

$$V_{S1} = V_S\left(\frac{P_\alpha}{\sigma_v^{`}}\right)^{0,25}, \quad (3)$$

де

V_s – швидкість поперечних хвиль;

p_a – атмосферний тиск, рівний 100 кПа;

$\sigma`_v$ – ефективний природний тиск ґрунту, кПа;

Ефективний природний тиск ґрунту $\sigma`_v$ визначається як різниця між повним природним тиском ґрунту σ_v та тиском рідини в ґрунті (гідростатичним тиском). Формула для визначення ефективного природного тиску ґрунту:

$$\sigma_v^{`} = \sigma_v - \sigma_w, \quad (4)$$

де σ_w – нейтральний тиск (тиск рідини в ґрунті), який визначається за формулою:

$$\sigma_w = \gamma_w^{"} \cdot h_w, \quad (5)$$

де

$\gamma_w^{"} = 10 kH/м^3$ – питома вага води;

h_w – висота стовпа води, м.

Критичні швидкості V_{S1c} залежать від вмісту пилувато-глинистих частинок в ґрунті та приймаються рівними:

V_{S1c} = 200 м/с при вмісті пилувато-глинистих частинок $FC \geq 35\%$;

V_{S1c} = 210 м/с при вмісті пилувато-глинистих частинок $FC \approx 20\%$;

V_{S1c} = 220 м/с при вмісті пилувато-глинистих частинок $FC \leq 5\%$.

Коефіцієнт циклічного напруження *CSR* визначається з рівняння:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma_v^{'}} = 0.65\frac{a_{\max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v^{'}} \cdot \gamma_d, \quad (6)$$

де

τ_{av} – середнє значення очікуваних циклічних напружень зсуву при піковому горизонтальному прискоренні на поверхні ґрунту a_{max};

σ_v – повний природний тиск ґрунту;

$\sigma`_v$ – ефективний природний тиск ґрунту;

r_d – коефіцієнт пониження напружень з глибиною залягання ґрунту,

g=9,81 м/с^2 – прискорення вільного падіння.

Пікові прискорення a_{max} = 0,981 м/с^2 (0,1g) приймаються рівними прогнозованим значенням максимального прискорення для проєктного та максимального розрахункового землетрусу. В результаті відношення a_{max} / g = 0,1.

Повний природний тиск ґрунту σ_v оцінюється як літостатичний тиск, розрахований на досліджуваній глибині для реальної щільності ґрунтів вище та нижче рівня ґрунтових вод, та визначається за формулою:

$$\sigma_v = \gamma' \cdot h, \quad (7)$$

де

$\gamma`$ – питома вага ґрунту, кН/м^3,

h – товщина шару ґрунту, м.

Рекомендовані аналітичні залежності коефіцієнта пониження напружень r_d в залежності від глибини залягання ґрунтів:

$$\begin{aligned} r_d &= 1,0 - 0,00765 \cdot z && \text{для } z \leq 9,15 \text{ м} \\ r_d &= 1,174 - 0,0267 \cdot z && \text{для } 9,15 < z \leq 23 \text{ м} \\ r_d &= 0,744 - 0,008 \cdot z && \text{для } 23 < z \leq 30 \text{ м} \\ r_d &= 0,5 && \text{для } z > 30 \text{ м} \end{aligned} \quad (8)$$

де z – глибина залягання ґрунту, м.

$$MSF = \frac{10^{2,24}}{M^{2,56}}, \quad (9)$$

де M – магнітуда землетрусу.

Для магнітуди 7 балів $MSF = \frac{10^{2,24}}{7^{2,56}} = 1,19$.

Розрідження відбувається при $FS \leq 1$ і не відбувається при значеннях $FS > 1$.

МЕТОДИКА ОБЧИСЛЕННЯ ВЕЛИЧИНИ ГРАНИЧНОЇ СЕЙСМОСТІЙКОСТІ HCLPF

Розрахунковий аналіз сейсмостійкості елементів діючих АЕС в рамках методу граничної сейсмостійкості [4] проводиться з метою визначення інтегрального параметра HCLPF, що характеризує рівень сейсмічної стійкості цього елемента.

При виконанні умови HCLPF > PGA сейсмостійкість елемента вважається підтвердженою. Якщо умова не виконується, то потрібна розробка і реалізація заходів щодо підвищення сейсмостійкості.

При проведенні лінійно-пружного розрахунку величина параметра HCLPF в розмірності максимального прискорення землетрусу на майданчику АЕС, (долях g), яке може витримати розглянутий елемент, визначається співвідношенням:

$$HCLPF = FS \cdot F_\mu \cdot PGA, \quad (10)$$

де

FS - коефіцієнт запасу;

F_μ – безрозмірний коефіцієнт непружного поглинання енергії, який визначається відповідно до табл. 3.1 [4]; значення коефіцієнтів непружного поглинання енергії, прийняті в розрахунках в рамках цієї роботи, наведені в табл. 3;

PGA – прискорення нульового періоду (пікове прискорення), складає 0,10g для МРЗ.

Аналогічним коефіцієнтом згідно з табл. 6.3 ДБН В.1.1-12 [2] (не поширюються на об'єкти атомної енергетики) є коефіцієнт k_1 для будівель і споруд, в конструкціях яких можуть бути допущені залишкові деформації і пошкодження, що ускладнюють нормальну експлуатацію при забезпеченні безпеки людей і збереженні обладнання, рівний 0,25. Згідно з НП 306.2.208 [3] при допущенні непружних деформацій коефіцієнт k_1 приймається рівним 0,625 для конструкцій I категорії сейсмостійкості та 0,5 для конструкцій II категорії сейсмостійкості, що є більш консервативними значеннями.

При цьому між підходом ДБН В.1.1-12 [2] та методикою граничної сейсмостійкості [4] включно з рекомендаціям МАГАТЕ [5] є фундаментальна різниця, яка полягає в тому, що МГС дає можливість вибору коефіцієнта врахування непружних деформацій та локальних пошкоджень елементів будівель (споруд) для кожного елемента, на відміну від ДБН В.1.1-12 [2], згідно з яким значення коефіцієнту встановлюється для розрахункової схеми загалом.

ОБЧИСЛЕННЯ ПАРАМЕТРІВ FS ТА HCLPF ПРИ РОЗРАХУНКУ СТАЛЕВИХ КАРКАСІВ В ПК ЛІРА-САПР

Для обчислення величини граничної сейсмостійкості HCLPF використовується коефіцієнт запасу FS, який показує, у скільки разів потрібно збільшити інтенсивність сейсмічного впливу на ґрунті, щоб досягти допустиму величину оцінюваного параметра:

$$FS = \frac{C - D_{NS}}{\left(D_S^2 + D_{SAM}^2\right)^{1/2} + \delta C_S}, \qquad (12)$$

де

C – значення допустимого параметра (наприклад, допустимі напруження);

D_{NS} – вклад в оцінюваний параметр всіх несейсмічних навантажень, що входять в запро-

Таблиця 3 – Значення безрозмірного коефіцієнту непружного поглинання енергії $F\mu$ для оцінки сейсмостійкості елементів і конструкцій

Тип елементів і конструкцій	F_μ
Конструкції	
Бетонні колони, в яких переважає деформація стиску або розтягу	1,00 – 1,15
Бетонні колони, в яких переважає деформація вигину	1,25 – 1,50
Бетонні колони, в яких переважає деформація зсуву	1,00 – 1,25
Бетонні балки, в яких переважає деформація вигину	1,50 – 1,75
Бетонні балки, в яких переважає деформація зсуву	1,25 – 1,50
Бетонні з'єднання	1,25 – 1,50
Бетонні зсувні стіни	1,50 – 1,75
Сталеві колони, в яких переважає деформація стиску або розтягу	1,00
Сталеві колони, в яких переважає деформація вигину	1,15 – 1,35
Сталеві колони, в яких переважає деформація зсуву	1,00 – 1,25
Сталеві балки, в яких переважає деформація вигину	1,50 – 2,00
Сталеві балки, в яких переважає деформація зсуву	1,00 – 1,25
Сталеві з'єднання	1,25 – 2,00

поновану комбінацію навантажень;

D_S – вклад в оцінюваний параметр тільки сейсмічних інерційних навантажень;

D_{SAM} – вклад в оцінюваний параметр навантажень від сейсмічного зсуву опор;

δC_S – зниження величини допустимого параметру через дії сейсмічного навантаження (наприклад, міцність стіни по відношенню до зсувних навантажень може бути зменшена вертикальним розтягуючим навантаженням на цю стіну, викликаним сейсмічною подією).

У спрощеному вигляді формула (12) набуває наступного вигляду:

$$FS = \frac{C - D_{NS}}{D_S}. \qquad (13)$$

Застосуємо формулу (13) до напружень. Тоді допустиме значення параметра C буде дорівнювати допустимому напруженню в поперечному перерізі елемента $[\sigma]$. D_{NS} стане напруженням від несейсмічних навантажень σ_{NS}, а D_S – напруженням від сейсмічних навантажень σ_S. Отже:

$$FS = \frac{[\sigma] - \sigma_{NS}}{\sigma_S}. \qquad (14)$$

У формулі (13) розділимо всі члени на $[\sigma]$ та помножимо на 100%:

$$FS = (100\% - 100\% \cdot \sigma_{NS} / [\sigma])/(100\% \cdot \sigma_S / [\sigma]),$$

При цьому:

$100\% \cdot \sigma_S / [\sigma] = \Pi_s$ – процент вичерпання несучої здатності від сейсмічних навантажень;

$100\% \cdot \sigma_{NS} / [\sigma] = \Pi_{ns}$ – процент вичерпання несучої здатності від несейсмічних навантажень.

Отримаємо:

$$FS = (100\% - \Pi_{ns}) / \Pi_s. \qquad (15)$$

Параметр FS можна вирахувати по процентам вичерпання несучої здатності Π_{ns} та Π_s не лише для перевірки напружень, тобто міцності елемента, але й для перевірки його стійкості, місцевої стійкості його полиць та стінок, а також граничної гнучкості.

РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКУ КОЕФІЦІЄНТА ЗАПАСУ FS ТА ЗНАЧЕННЯ ІНТЕГРАЛЬНОГО ПАРАМЕТРА HCLPF

Результати у вигляді коефіцієнта запасу FS та значення інтегрального параметра HCLPF в одиницях прискорення вільного падіння g наведені на рис. 6 ... 9.

Мінімальне значення HCLPF при розрахунку граничної сейсмостійкості будівлі становить 0,124*g*, що більше значення PGA (0,1*g*). Гранична сейсмостійкість забезпечена.

ПОБУДОВА КРИВИХ ПОШКОДЖУВАНОСТІ

Для можливості оцінки вкладу сейсмічного впливу в інтегральні значення частот пошкодження активної зони, граничного аварійного викиду та пошкодження енергоблоків АЕС будується крива пошкоджуваності (fragility curve). Згідно з отриманими значеннями кривих пошкоджуваності на наступних етапах виконується сейсмічний імовірнісний аналіз безпеки.

Крива пошкоджуваності являє собою

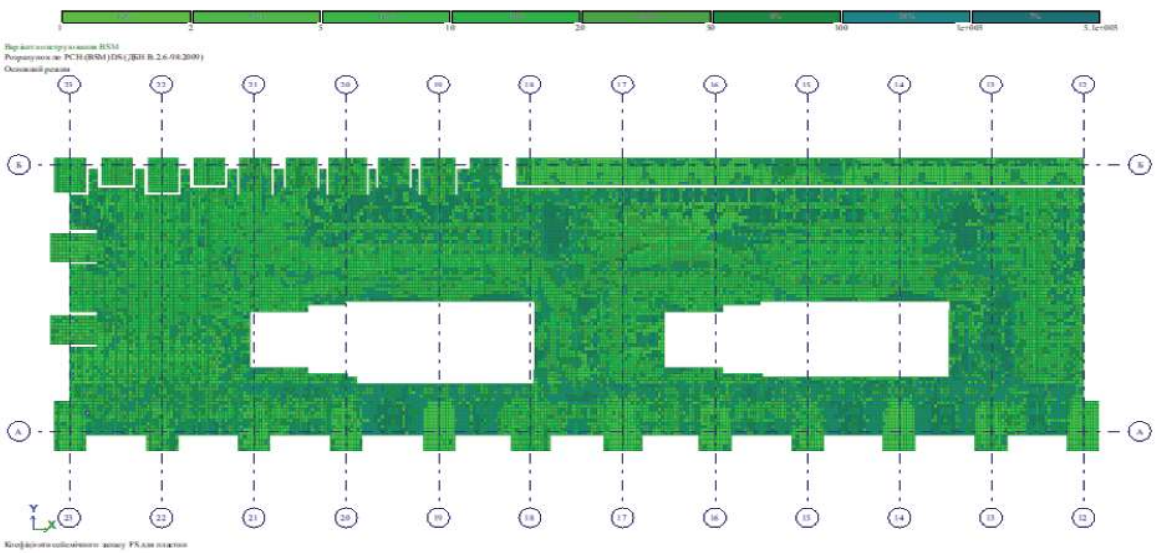

Рисунок 6 – Коефіцієнт запасу FS пластинчастих залізобетонних елементів фундаментної плити

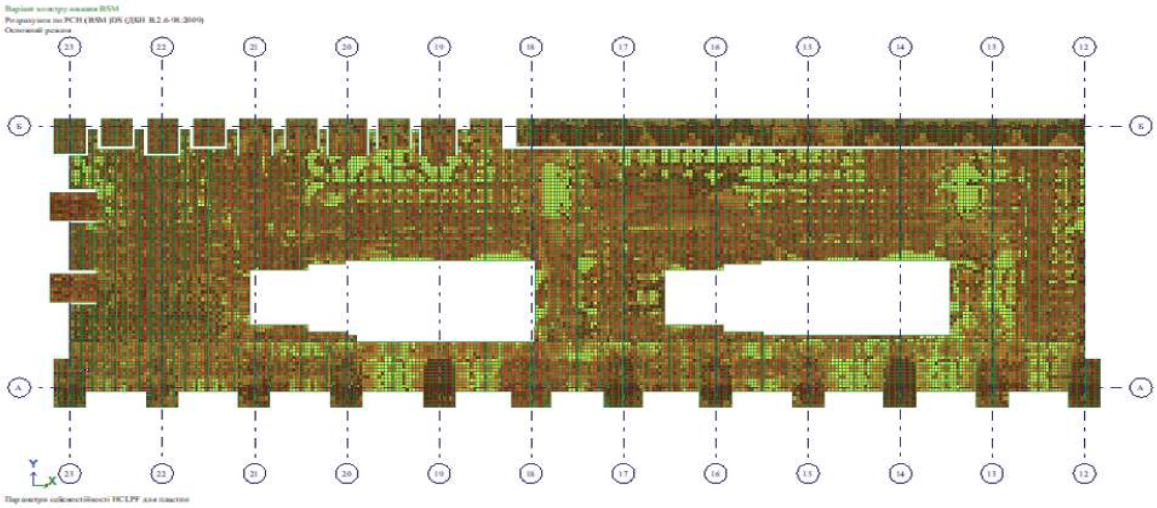

Рисунок 7 – Інтегральний параметр HCLPF пластинчастих залізобетонних елементів фундаментної плити

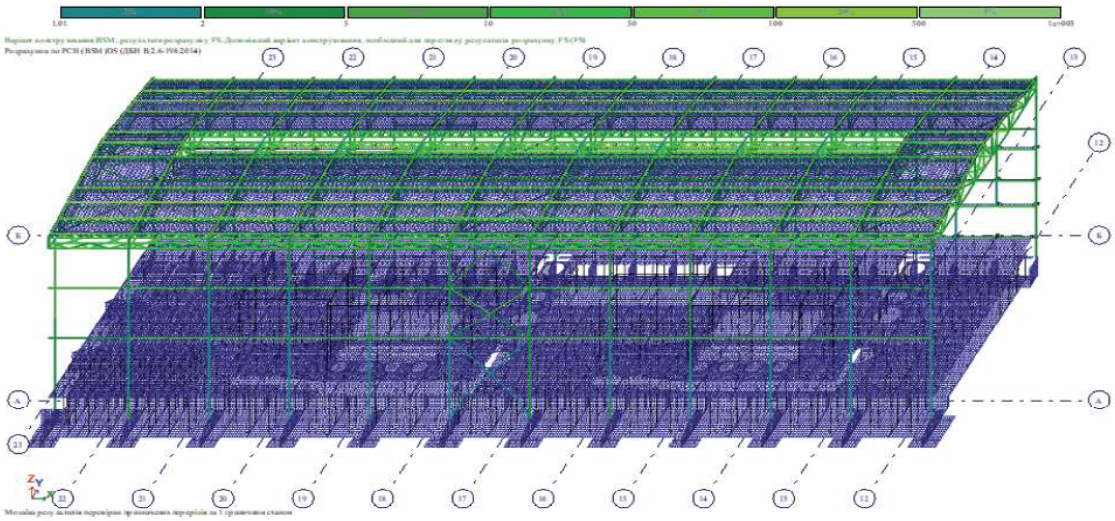

Рисунок 8 – Коефіцієнт запасу FS стержньових сталевих елементів

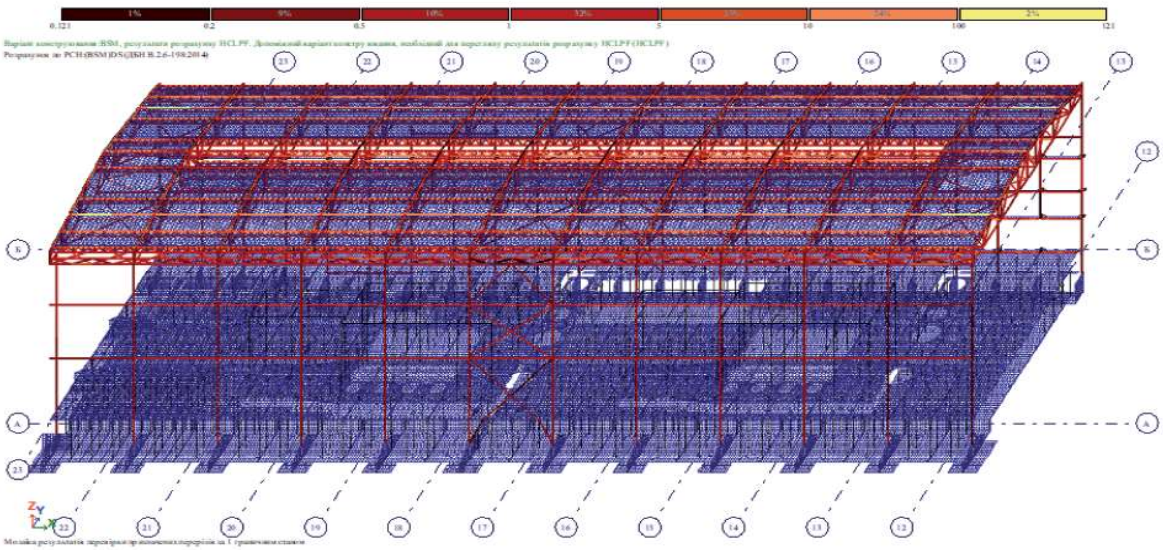

Рисунок 9 – Інтегральний параметр HCLPF стержньових сталевих елементів

Таблиця 4 – Значення параметрів для побудови кривих пошкоджуваності

Будівля	**Мінімальне значення HCLPF**	β_R	β_U	β_c	A_{m1}, **g**	A_{m2}, **g**
МВ-2	0,124	0,30	0,35	0,461	0,36241	0,36298

зв'язок параметра коливань земної поверхні і умовної ймовірності відмови елемента АЕС, що розглядається. В якості параметру коливань земної поверхні найчастіше виступає пікове прискорення або спектральне прискорення для заданого діапазону частот.

Для отримання величин β_R та β_U елементів будівель МВ-2 використані їх представницькі значення, рекомендовані в таблиці Н-2 документа EPRI [16]:

$$\beta_R = 0{,}30;$$

$$\beta_U = 0{,}35.$$

В залежності від отриманих мінімальних величин граничної сейсмостійкості HCLPF, побудовані графіки сімейств кривих пошкоджуваності для будівельних конструкцій МВ-2.

В табл. 4 наведені значення параметрів, використаних для побудови кривих пошкоджуваності, а саме: HCLPF для будівельних конструкцій, рекомендовані представницькі значення параметрів пошкоджуваності β_R та β_U відповідно до типу будівель, а також отримані значення A_{m1} та A_{m2}. На рис. 10 наведено набір графіків кривих пошкоджуваності для будівлі МВ-2.

ВИСНОВОК

У статті запропоновано комплексну методику визначення граничної сейсмостійкості (HCLPF) сталевих каркасних будівель критичної інфраструктури АЕС із використанням лінійно-спектрального методу. Автор обґрунтовує необхідність адаптації нормативної бази до специфіки АЕС та врахування особливостей завдання навантажень і рівня відповідальності таких споруд для будівель критичної інфраструктури, на які поширюється дія ДБН В.1.1-12 [2].

На основі моделювання в ПК ЛІРА-САПР проведено сейсмічний аналіз будівлі машинного відділення (МВ-2) енергоблоку АЕС з урахуванням динамічних характеристик ґрунту, демпфування конструкцій та потенційного розрідження водонасичених шарів. Розрахунки показали, що

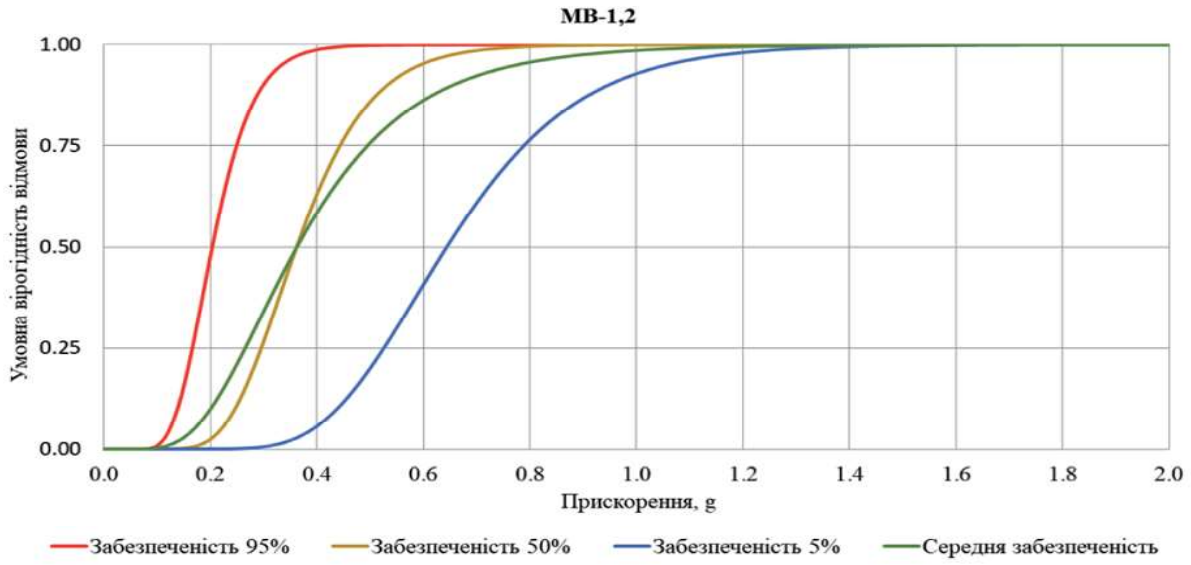

Рисунок 9 – Криві пошкоджуваності МВ-2

мінімальне значення HCLPF становить 0,124g, що перевищує проєктне пікове прискорення PGA = 0,1g, а отже, сейсмостійкість конструкції підтверджена.

Також побудовано криві пошкоджуваності для оцінки ймовірності відмови конструкцій при різних рівнях сейсмічного впливу. Запропонована методика дозволяє враховувати як лінійні, так і нелінійні ефекти, що робить її ефективним інструментом для оцінки сейсмостійкості об'єктів критичної інфраструктури.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДСТУ Б В.1.1-28:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів та пожеж. Шкала сейсмічної інтенсивності. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2010. 15 с.
2. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. Київ: Мінрегіон України, 2014. 119 с.
3. НП 306.2.208-2016. Вимоги до сейсмічного проектування та оцінки сейсмобезпеки енергоблоків АЕС. Затв. наказом Держатомрегулювання України від 17.10.2016 № 175. Київ: Держатомрегулювання, 2016. 52 с. [Електронний ресурс]. Режим доступу: https: zakon.rada.gov.ua/laws/show/z1449-16.
4. Методика аналізу сейсмостійкості елементів діючих АЕС у рамках методу граничної сейсмостійкості: МТ-Т.0.41.326-22. Київ: ДП «НАЕК «Енергоатом», 2022. 44 с.
5. Evaluation of seismic safety for existing nuclear installations (IAEA Safety Standards Series No. NS-G-2.13) / International Atomic Energy Agency. Vienna : IAEA, 2009..
6. Городецький О. С. Деякі аспекти динамічного аналізу конструкцій разом із ґрунтом. Природні та техногенні ризики. Безпека споруд. 2017. № 4 (30). С. 55-56.
7. Seismic evaluation and retrofit of existing buildings (ASCE/SEI 41-13) / American Society of Civil Engineers. Reston, VA : ASCE, 2013.
8. Seismic analysis of safety-related nuclear structures (ASCE 4-16) / American Society of Civil Engineers. Reston, VA : ASCE, 2017.
9. Немчинов Ю. І. Метод аналізу вільних коливань динамічної системи «ґрунт-фундамент-конструкція». Київ: Будівельні конструкції, 2008. 480 с.
10. Немчинов Ю. І., Хавкін О. К., Мар'єнков М. Г. Практичні питання динаміки будівель. Будівництво України. 2013. № 6. С. 6-21.
11. Немчинов Ю. І., Мар'єнков М. Г., Хавкін О. К., Бабік К. М. Проектування будівель із заданим рівнем забезпечення сейсмостійкості. Київ: 2012. 384 с.
12. Барабаш М. С., Пісаревський Б. Я., Пікуль А. В. Чисельно-аналітичний методичний підхід до моделювання матеріального демпфування. Наука і будівництво. 2019. № 21 (3). С. 42-48.
13. Гензерський Ю. В., Барабаш М. С., Трусов І. О., Первушова Л. Ф. Методика оцінки сейсмостійкості будівельних конструкцій та споруд АЕС у програмі LIRA-FEM. Опір матеріалів і теорія споруд. 2023. № 11. С. 125-139.
14. Єгупов К. В. Комплексна оцінка вразливості залізобетонних будівель при сейсмічних впливах. Світ геотехніки. 2011. № 1. С. 7-11.
15. Proceedings of the workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils (Technical Report NCEER-97-0022). National Center for Earthquake Engineering Research. Buffalo, NY : NCEER, 1997.
16. Seismic probabilistic risk assessment implementation guide (Final Report 3002000709). Electric Power Research Institute. Palo Alto, CA : EPRI, 2013.
17. Reed, J. W., Kennedy, R. P., Choun, Y. S. Application of SMA and HCLPF methods for seismic margin assessment of nuclear power plants. Nuclear Engineering and Design. 1991. № 126 (2). P. 215–229.
18. Choun, Y. S., Choi, I. K. Seismic margin assessment of Yonggwang Nuclear Units using HCLPF approach. Nuclear Engineering and Technology. 2022. № 54 (3). P. 765–777.
19. Мустафін Р., Рижов В., Шугайло О. Практичні аспекти застосування HCLPF для оцінки сейсмостійкості обладнання АЕС. Київ : ДНТЦ ЯРБ, 2020.
20. Перелік дозволених до використання в АТ «НАЕК «Енергоатом» програмних засобів для обґрунтування безпеки ядерних установок станом на 01 січня 2025 р. Київ : АТ «НАЕК «Енергоатом», 2025.

REFERENCES

1. DSTU B V.1.1-28:2010. (2010). Protection against hazardous geological processes, harmful operational impacts and fires. Seismic intensity scale. Kyiv: SE "UkrNDNC."
2. DBN V.1.1-12:2014. (2014). Construction in seismic regions of Ukraine. Kyiv: Ministry of Regional Development of Ukraine.
3. NP 306.2.208-2016. (2016). Requirements for seismic design and seismic safety assessment of NPP power units. Approved by the Order of the State Nuclear Regulatory Inspectorate of Ukraine No. 175 of October 17, 2016. Kyiv: SNRIU. Retrieved from https://zakon.rada.

gov.ua/laws/show/z1449-16
4. Methodology for the analysis of seismic resistance of elements of operating NPPs within the ultimate seismic resistance method: MT-T.0.41.326-22. (2022). Kyiv: SE "NNEGC Energoatom."
5. International Atomic Energy Agency. (2009). Evaluation of seismic safety for existing nuclear installations (IAEA Safety Standards Series No. NS-G-2.13). Vienna: IAEA.
6. Horodetskyi, O. S. (2017). Certain aspects of dynamic analysis of structures together with soil. Natural and Technogenic Risks. Safety of Structures, (4[30]), 55–56.
7. American Society of Civil Engineers. (2013). Seismic evaluation and retrofit of existing buildings (ASCE/SEI 41-13). Reston, VA: ASCE.
8. American Society of Civil Engineers. (2017). Seismic analysis of safety-related nuclear structures (ASCE 4-16). Reston, VA: ASCE.
9. Nemchynov, Yu. I. (2008). Method for the analysis of free vibrations of the dynamic system "soil–foundation–structure." Kyiv: Building Structures.
10. Nemchynov, Yu. I., Khavkin, O. K., & Marienkov, M. H. (2013). Practical issues of building dynamics. Construction of Ukraine, (6), 6–21.
11. Nemchynov, Yu. I., Marienkov, M. H., Khavkin, O. K., & Babik, K. M. (2012). Design of buildings with a specified level of seismic resistance reliability. Kyiv.
12. Barabash, M. S., Pisarevskyi, B. Ya., & Pikul, A. V. (2019). Numerical–analytical methodological approach to modeling material damping. Science and Construction, 21(3), 42–48.
13. Henzerskyi, Yu. V., Barabash, M. S., Trusov, I. O., & Pervushova, L. F. (2023). Methodology for assessing the seismic resistance of building structures and NPP facilities in the LIRA-FEM program. Strength of Materials and Theory of Structures, (11), 125–139.
14. Yehupov, K. V. (2011). Comprehensive assessment of the vulnerability of reinforced concrete buildings under seismic impacts. World of Geotechnics, (1), 7–11.
15. National Center for Earthquake Engineering Research. (1997). Proceedings of the workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils (Technical Report NCEER-97-0022). Buffalo, NY: NCEER.
16. Electric Power Research Institute. (2013). Seismic probabilistic risk assessment implementation guide (Final Report 3002000709). Palo Alto, CA: EPRI.
17. Reed, J. W., Kennedy, R. P., & Choun, Y. S. (1991). Application of SMA and HCLPF methods for seismic margin assessment of nuclear power plants. Nuclear Engineering and Design, 126(2), 215–229.
18. Choun, Y. S., & Choi, I. K. (2022). Seismic margin assessment of Yonggwang Nuclear Units using HCLPF approach. Nuclear Engineering and Technology, 54(3), 765–777.
19. Mustafin, R., Ryzhov, V., & Shuhailo, O. (2020). Practical aspects of applying HCLPF for seismic resistance assessment of NPP equipment. Kyiv: SSTC NRS.
20. List of software tools approved for use at SE NNEGC "Energoatom" for the safety justification of nuclear installations as of January 1, 2025. (2025). Kyiv: SE NNEGC "Energoatom."

Стаття надійшла до редакції: 19.08.2025
Перевірено: 25.08.2025
Прийнято: 08.09.2025