

УДК 539.3

ДОСЛІДЖЕННЯ СЕЙСМІЧНОЇ ХВИЛЬОВОЇ РЕАКЦІЇ ПРОСТОРОВОЇ КОНСТРУКЦІЇ

О.О. Лук'янченко,

канд. техн. наук

О.В. Костіна,

канд. техн. наук

О.В. Герашенко,

канд. техн. наук

*Київський національний університет будівництва і архітектури
Повітрофлотський просп., 31, м. Київ. 03680; e-mail: lukianch0907@meta.ua*

DOI: <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2018.101.83-102>

Досліджена сейсмічна хвильова реакція просторової конструкції за допомогою теорій і методів нелінійної механіки, скінченних елементів, рухомих хвиль та вейвлет-аналізу. Виконано імовірнісне моделювання прискорення сейсмічного впливу на основі статистичного підходу Руїза і Пензієна. Враховано вплив горизонтального переміщення сейсмічної хвилі в ґрунті у вигляді поперечних згинальних рухомих хвиль в елементах конструкції. Побудовані математичні моделі нестационарних стохастичних коливань конструкції без і з урахуванням поверхневого тиску у вигляді систем диференціальних рівнянь другого порядку в узагальнених координатах. Оцінено вплив урахування рухомих хвиль на статичну і динамічну поведінку конструкції. Виконано вейвлет-аналіз реалізацій сейсмічного впливу та відгуків конструкції із застосуванням дискретних ортогональних (Добеші4) і неперервних неортогональних (Морле) одномірних комплексних вейвлет-функцій. Візуалізація композицій отриманих випадкових реалізацій подана у вигляді вейвлет-спектрограм та Фур'є-образів. Оцінена доцільність урахування поперечних згинальних рухомих хвиль в елементах конструкції при дослідженні її сейсмічної поведінки.

Ключові слова: сейсмічний вплив, стохастична поведінка, метод скінченних елементів, нелінійна механіка, теорія рухомих хвиль, вейвлет-аналіз, просторова конструкція.

Вступ. Важливість задачі сейсмостійкості споруд обумовлена катастрофічними наслідками сильних землетрусів у густонаселених містах і районах. Тому вимоги до проектування споруд із забезпеченням їх сейсмостійкості залишаються актуальними [1-11]. Н. Ньюмарк і Е. Розенблюет писали [1]: „Землетруси систематично виявляють помилки, які були зроблені при проектуванні і будівництві, – навіть самі незначні помилки; це особливість сейсмостійкого будівництва підкреслює труднощі і притягальні сторони розв'язання його проблем, а також їх загальноосвітнє значення, що виходить за межі безпосереднього застосування результатів досліджень”.

В нормативних вітчизняних документах [3, 4] за основні приймаються спектральний метод та метод прямого чисельного інтегрування диференціальних рівнянь руху. Спектральний метод, на думку дослідників [1, 2, 6, 8, 11], має суперечливі допущення і емпіричні коефіцієнти, які не відповідають дійсності, особливо, для найбільш сейсмічно небезпечних слабких ґрунтів. Тому вважається, що в основу розрахунків споруд на сейсмостійкість разом з нормуванням амплітуд прискорень ґрунту, як міри

інтенсивності землетрусу, слід ввести нормування амплітуд його пружного переміщення і швидкості.

Дослідження сейсмічної хвильової реакції просторової конструкції, яке представлено в даній статті, є продовженням аналізу впливу урахування рухомої хвилі на несучу спроможність висотної споруди, яке виконано і представлено авторами в статті [11]. Просторова конструкція подається у вигляді чотирьох вертикальних пружних колон висотою 3 м з жорстко закріпленими нижніми кінцями у ґрунті, на які спирається квадратна плита 6×6 м товщиною 0,2 м. Конструкція виготовлена з бетону. На плиту діє рівномірно-розподілене поверхнєве навантаження. Сейсмічний вплив подається у вигляді випадкових реалізацій прискорень ґрунту, які отримано за допомогою статистичного підходу Руїза та Пензієна [11], в місцях кріплення колон до фундаменту вздовж однієї осі. Врахована хвильова реакція конструкції на горизонтальне сейсмічне переміщення ґрунту у вигляді початкових поперечних згинальних недосконалостей форм чотирьох колон вздовж дії сейсмічного впливу. Моделювання нестационарної стохастичної поведінки просторової конструкції при сейсмічному впливі засновано на теорії і методах нелінійної механіки, скінченних елементів, рухомих хвиль і вейвлет-аналізу з використанням процедур сучасних обчислювальних комплексів NASTRAN [12], Mathcad і Developer Studio [13]. Математична модель подається у вигляді системи незв'язаних диференціальних рівнянь другого порядку в узагальнених координатах з багатьма степенями вільності.

Виконано статичний і динамічний розрахунок конструкції за допомогою методу прямого чисельного інтегрування Рунге-Кутта четвертого порядку з урахуванням відповідних власних форм коливань, отримано реакції просторової конструкції у вигляді випадкових реалізацій переміщень, швидкостей і прискорень. Вейвлет-перетворення отриманих реалізацій виконано за допомогою дискретних ортогональних (Добеші4) і неперервних неортогональних (Морле) одномірних комплексних вейвлет-функцій. На основі вейвлет-спектрограм та Фур'є-образів реалізацій сейсмічного впливу і сейсмічних реакцій конструкції проаналізовано локалізації їх максимальних значень в частотно-часовому просторі. Надано рекомендації до застосування методу суперпозиції форм для отримання сумарних максимальних реакцій конструкції. Оцінено вплив урахування рухомих хвиль в колонах просторової конструкції та поверхневого тиску на її статичні і динамічні характеристики.

1. Формування математичної моделі стохастичних коливань просторової конструкції при сейсмічному впливі з урахуванням рухомих хвиль

Математичне моделювання сейсмічної поведінки просторової конструкції засновано на методах скінченноелементного аналізу, нелінійної механіки і теорії рухомих хвиль із застосуванням сучасного обчислювального комплексу NASTRAN [12]. Математична модель формується на основі принципу Даламбера-Лагранжа у вигляді системи незв'язаних диференціальних рівнянь другого порядку в узагальнених координатах з багатьма степенями вільності

$$\ddot{y}_i(t) + 2\xi_i\omega_i\dot{y}_i(t) + \omega_i^2 y_i(t) = \bar{a}_{gfi}(t), \quad i = 1, 2, \dots, n, \quad (1)$$

де $y_i(t)$ – узагальнена координата, ω_i – власні частоти коливань, ξ_i – коефіцієнт демпфірування, $\bar{a}_{gfi}(t)$ – прискорення ґрунту на рівні фундаменту, n – кількість утриманих в розрахунках степенів вільності конструкції.

Частоти власних коливань просторової конструкції ω_i визначено за допомогою методу Ланцоша при розв’язанні задачі на власні значення (*Modes*), яка записується у вигляді

$$(K - \omega_i^2 M) \bar{\phi}_i = 0. \quad (2)$$

Тут M, K – відповідно матриця мас та жорсткості конструкції; $\bar{\phi}_i$ – система векторів власних форм коливань, яка є ортогональною

$$\begin{aligned} \bar{\phi}_j^T M \bar{\phi}_i &= 0, \\ \bar{\phi}_j^T K \bar{\phi}_i &= 0. \end{aligned} \quad (i \neq j). \quad (3)$$

В систему рівнянь (1) входять елементи узагальнених матриць мас, жорсткості і демпфірування, які обчислені за формулами

$$\begin{aligned} M^* &= \Phi^T M \Phi = E = \text{diag}(1, 1, \dots, 1), \\ C^* &= \Phi^T C \Phi = \text{diag}(2\varepsilon_1\omega_1, 2\varepsilon_2\omega_2, \dots, 2\varepsilon_i\omega_i, \dots, 2\varepsilon_n\omega_n), \\ K^* &= \Phi^T K \Phi = \text{diag}(\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_i^2, \dots, \omega_n^2). \end{aligned} \quad (4)$$

На думку авторів важливо оцінити вплив розрахункового поверхневого тиску на динамічні характеристики просторової конструкції при сейсмічному навантаженні. В цьому випадку система рівнянь випадкових коливань конструкції (1) набуде вигляду

$$\ddot{y}_i(t) + 2\xi\tilde{\omega}_i\dot{y}_i(t) + \tilde{\omega}_i^2 y_i(t) = \bar{a}_{gfi}(t), \quad (5)$$

де $\tilde{\omega}_i$ – власні частоти коливань навантаженої системи, визначення яких виконано у два етапи. На першому етапі розв’язана нелінійна задача статична за допомогою модифікованого методу покрокового навантаження Ньютона-Рафсона (*Nonlinear Static*). Отримана приведена матриця жорсткості $\tilde{K}$, яка характеризує сили пружності і геометричні параметри конструкції. На другому етапі визначено власні частоти коливань навантаженої конструкції методом Ланцоша (*Param_Modes*) згідно виразу

$$(\tilde{K} - \tilde{\omega}_i^2 M) \bar{\phi}_i = 0. \quad (6)$$

Прискорення ґрунту на рівні фундаменту $\bar{a}_{gfi}(t)$ визначено за допомогою статистичного підходу Руїза і Пензієна [1]. Сейсмічні хвилі поширюються в земній корі, наштовхуються на абсолютно тверду поверхню („скелю”), далі фільтруються м’яким шаром і досягають фундаменту конструкції. Вибіркова функція прискорення „скелі” подається як множення згладженої квазіобвідної функції на вибірккову функцію, що генерується як послідовність незалежних гаусівських ординат з тими самими середніми значеннями і дисперсіями. Фільтрація прискорення

„скелі” м'яким шаром гасить високочастотні компоненти і підсилює складові процесу поблизу власних частот просторової конструкції. Формули визначення випадкового прискорення ґрунту на рівні фундаменту $\bar{a}_{gi}(t)$ з конкретним математичним сподіванням його максимального значення наведено в [1]. В роботі максимальні прискорення ґрунту і максимальні горизонтальні переміщення прийнято відповідно до магнітуди сейсмічного впливу згідно рекомендацій [6] M7: $a=0,1g=0,981 \text{ м/с}^2$, $A=0,04 \text{ м}$; M8: $a=0,2g=1,962 \text{ м/с}^2$, $A=0,08 \text{ м}$; M9: $a=0,4g=3,924 \text{ м/с}^2$, $A=0,16 \text{ м}$. На рис. 1 представлена модель випадкової реалізації прискорення ґрунту магнітудою M8.

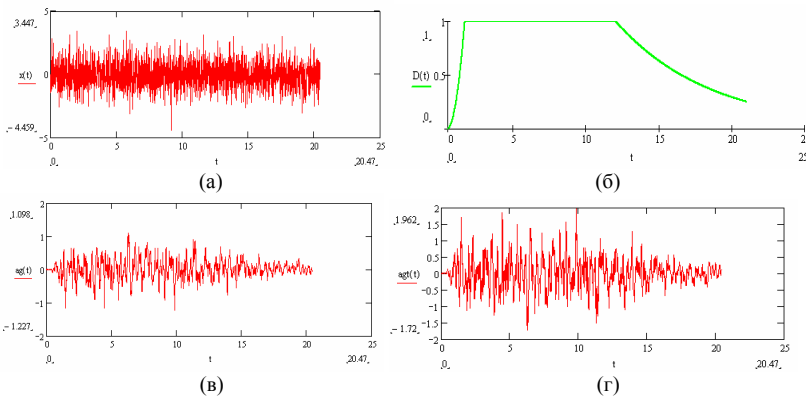


Рис. 1. Модель випадкової реалізації прискорення ґрунту(підхід Руїза і Пензієна):
 (а) – вибіркова функція, (б)– квазіобвідна функція, (в) – випадкове прискорення ґрунту,
 (г) – прискорення ґрунту з заданою магнітудою M8

Хвильова реакція конструкції на горизонтальне переміщення ґрунту після початку землетрусу подається у вигляді поперечних згинальних хвиль вздовж чотирьох колон. Кожна хвиля задається синусоїдою з максимальною амплітудою сейсмічного горизонтального переміщення ґрунту $A(t)$, частотою рухомої хвилі $\tilde{\omega}$ і запізненням хвилі τ в колоні

$$x(t) = A(t) \sin \tilde{\omega}(t - \tau), \quad (7)$$

де $A(t)$ – амплітуда горизонтального переміщення ґрунту, $\tilde{\omega} = 2\pi / \tilde{T}$ – частота рухомої хвилі, $\tilde{T} = 2\pi \sqrt{A(t) / a(t)}$ – період поперечних згинальних коливань колони, $\tau = z / \tilde{V}(t)$ – запізнення рухомої хвилі, $\tilde{V}(t) = \sqrt{EI\tilde{\omega} / m}$ – швидкість хвилі, z – вертикальна координата колони, EI – згинальна жорсткість колони, m – погонна маса колони.

Поперечні згинальні хвилі моделюються у вигляді початкових горизонтальних відхилень усіх вузлів чотирьох колон просторової конструкції від вертикалі вздовж осі x , які співпадають з напрямом сейсмічного впливу, при $t = \tilde{T}$ [6].

2. Дослідження напружено-деформованого стану і стійкості просторової конструкції при дії поверхневого тиску

Просторова конструкція представлена у вигляді чотирьох вертикальних пружних колон висотою 3 м з жорстко закріпленими нижніми кінцями у ґрунт. Поперечний переріз колон прийнято $0,4 \times 0,4$ м, згинальна жорсткість та погонна маса задані однорідними вздовж висоти. На колони спирається квадратна плита 6×6 м товщиною 0,2 м. Колони та плита виготовлені з бетону марки В30, який має такі механічні характеристики: $E = 30 \times 10^9$ Па, $G = 12,75 \times 10^9$ Па, $\mu = 0,167$ та $\gamma = 2,4 \times 10^3$ кН/м³.

Математична модель конструкції (рис. 2) побудована із застосуванням методу скінченних елементів, який реалізовано у програмному комплексі NASTRAN [12]. Кожна колона представлена у вигляді 10 стержневих скінченних елементів, плита – 400 плоских квадратних скінченних елементів. Усі елементи мають шість степенів вільності у вузлі. Модель містить 481 вузол і 440 скінченних елементів.

На плиту прикладене рівномірне розподілене навантаження, що виникає від постійно і короткотривалих статичних сил. Згідно нормативних документів [3, 4] прийнято розрахункове значення цього навантаження $q = 10$ кПа. Сейсмічний вплив (рис. 2) зображено чотирма векторами, які прикладені до закріплених вузлів чотирьох колон (№1-4) вздовж осі x .

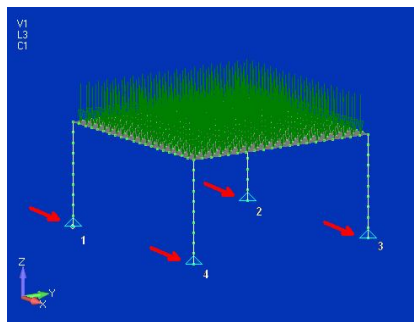


Рис. 2. Скінченноелементна модель просторової конструкції

2.1. Статична поведінка конструкції при дії поверхневого тиску

Вплив поверхневого тиску на напружено-деформований стан конструкції оцінено при розв'язанні нелінійної задачі статички (*Nonlinear Static*). Застосовано модифікований покроковий метод Ньютона-Рафсона, який реалізовано в програмі NASTRAN [12].

Досліджено криві навантаження і напружено-деформований стан конструкції без і з урахуванням рухомих хвиль в колонах від сейсмічного впливу різної магнітуди (M7, M8, M9) при дії розрахункового поверхневого тиску на плиту $q = 10$ кПа. Розрахунки показали, що поведінка конструкції при дії розрахункового поверхневого тиску без і з урахуванням рухомих хвиль однакова. Як приклад, на рис. 3 наведені криві навантаження верхнього вузла колони №1 (рис. 3 (а)) і центрального вузла плити (рис. 3 (б)) конструкції з урахуванням хвильової реакції на сейсмічний вплив магнітудою M8.

Бачимо, що криві навантаження верхнього вузла колони №1 і центрального вузла плити (рис. 3) квазілінійні.

На рис. 4 представлені ізополя деформацій (рис. 4 (а)) і еквівалентних напружень (рис. 4 (б)) в елементах моделі просторової конструкції з урахуванням хвильової реакції на сейсмічний вплив (M8).

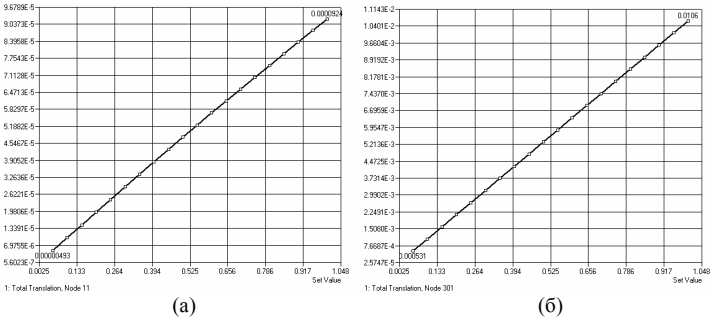


Рис. 3. Криві навантаження конструкції при $q=10\text{ кПа}$ з урахування хвильової реакції (M8): (а) – верхній вузол колони, (б) – центральний вузол плити

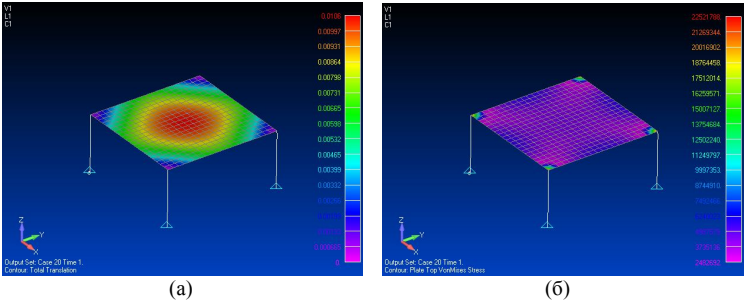


Рис. 4. Стан конструкції з урахуванням хвильової реакції на сейсмічний вплив (M8) при дії поверхневого тиску $q=10\text{ кПа}$: (а) – деформації, (б) – напруження

Максимально переміщується вздовж осі z центральний вузол плити (10,6 мм). Максимальні еквівалентні напруження (22,5 МПа) бачимо в місцях кріплення плити до колон.

Значення лінійних і кутових переміщень верхнього вузла колони №1 і центрального вузла плити моделі без і з урахуванням рухомих хвиль при дії розрахункового поверхневого тиску $q=10\text{ кПа}$ наведено в табл. 1.

Таблиця 1

Переміщення вузлів просторової конструкції при дії поверхневого тиску $q=10\text{ кПа}$

Статичні характеристики	0*	M7	M8	M9
Верхній вузол колони №1				
Переміщення вздовж осі x , мм	0,0207	0,0234	0,0698	0,1490
Переміщення вздовж осі y , мм	0,0207	0,0207	0,0207	0,0208
Переміщення вздовж осі z , мм	0,0562	0,0564	0,0569	0,0591
Кут повороту навколо осі x , рад	0,00044	0,00044	0,00044	0,00044
Кут повороту навколо осі y , рад	0,00043	0,00042	0,00040	0,00037
Кут повороту навколо осі z , рад	0	0,00001	0,00002	0,00003
Вузол в центрі плити				
Переміщення вздовж осі x , мм	0	0,0441	0,0905	0,170
Переміщення вздовж осі y , мм	0	0	0	0
Переміщення вздовж осі z , мм	10,6	10,6	10,6	10,7

Продовження табл. 1

Кут повороту навколо осі x , rad	0	0	0	0
Кут повороту навколо осі y , rad	0	0	0	0
Кут повороту навколо осі z , rad	0	0	0	0

0* – без урахування хвильової реакції

Врахування хвильової реакції на сейсмічний вплив викликає і збільшує лінійне переміщення центрального вузла плити вздовж осі x і майже не змінює переміщення вздовж осі z . При збільшенні магнітуди сейсмічного впливу значно збільшує лінійні переміщення верхнього вузла колони №1 вздовж осі x і виникає кутове переміщення цього вузла навколо осі z . В табл. 3 наведено статичні характеристики чотирьох колон конструкції (згинальні моменти і перерізуючі сили в місцях жорсткого кріплення та максимальні повздовжні сили в колонах) при дії поверхневого тиску на плиту $q = 10 \text{ кПа}$.

2.2. Стійкість конструкції при дії поверхневого тиску

Розв'язана задача стійкості конструкції за допомогою методу Ланцоша (*Buckling*), який реалізовано в програмному комплексі NASTRAN [12]. Визначені критичні значення поверхневого тиску та відповідні форми втрати стійкості конструкції без і з урахуванням рухомих хвиль. На рис. 5 представлені форми втрати стійкості конструкції без урахування рухомих хвиль при дії поверхневого тиску.

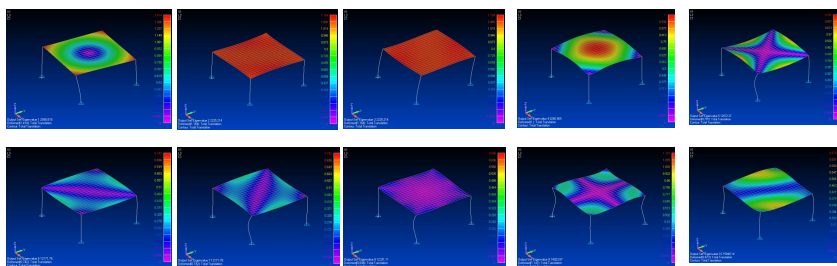


Рис. 5. Перші десять форм втрати стійкості конструкції при дії поверхневого тиску без урахування хвильової реакції (*Buckling*)

Бачимо, що друга та третя форми втрати стійкості не містять деформацію плити. По інших формах втрати стійкості спостерігаються деформації як плити так і колон.

Досліджена стійкість конструкції з урахуванням рухомих хвиль в колонах при дії поверхневого тиску на плиту. Як приклад, на рис. 6 представлені форми втрати стійкості конструкції з урахуванням хвильової реакції на сейсмічний вплив магнітудою M8.

Видно, що перші чотири форми втрати стійкості (рис. 5 і 6) майже не відрізняються, на відміну від інших форм. В табл. 2 наведено критичні значення поверхневого тиску для просторової конструкції без і з урахуванням хвильової реакції на сейсмічний вплив різної магнітуди.

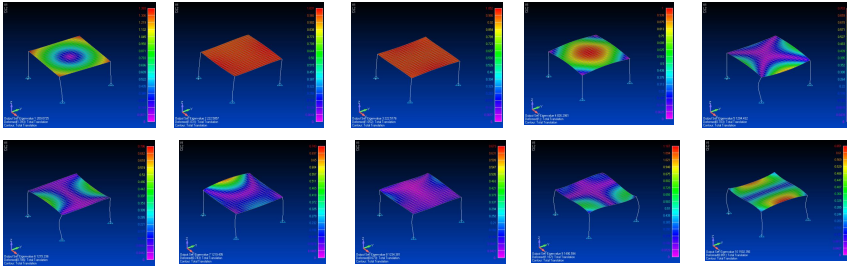


Рис. 6. Перші десять форм втрати стійкості конструкції (*Buckling*) з урахуванням хвильової реакції на сейсмічний вплив магнітудою M8

Таблиця 2

Критичні значення поверхневого тиску ($\kappa\Pi a$)

№	0*	M7	M8	M9
1	2090,85	2090,83	2090,73	2090,20
2	2225,21	2225,09	2225,06	2223,76
3	2225,21	2225,21	2225,18	2225,02
4	8260,57	8262,65	8262,96	8275,41
5	12072,82	12063,31	12044,32	11989,30
6	12171,78	12166,01	12153,36	12108,93
7	12171,78	12176,67	12194,05	12219,76
8	12331,11	12332,84	12343,81	12359,88
9	14923,07	14917,69	14905,94	14863,87
10	15040,14	15037,23	15023,56	14974,71

0* – без урахування хвильової реакції

Бачимо, що критичні значення поверхневого тиску незначно зменшуються ($\leq 0,52\%$) зі збільшенням магнітуди сейсмічного впливу для всіх форм втрати стійкості крім четвертої, сьомої та восьмої форм, які збільшуються.

З метою перевірки критичних значень навантажень, що отримані в лінійній постановці, визначені граничні значення поверхневого тиску при розв'язанні нелінійної задачі статки (*Nonlinear Static*). Досліджено криві навантаження верхнього вузла колони №1 та центрального вузла плити при поверхневому тиску на плиту $q=2200 \kappa\Pi a$ конструкції без урахування рухомих хвиль в колонах. Граничне значення поверхневого тиску для такої конструкції склало $\tilde{q}=0,852*2200=1874 \kappa\Pi a$, коефіцієнт запасу стійкості – 187,4. Визначено граничні значення поверхневого тиску і досліджено напружено-деформований стан конструкції з урахуванням хвильової реакції на сейсмічний вплив різної магнітуди (M7, M8, M9). Як приклад, на рис. 7 представлені криві навантаження верхнього вузла колони №1 (рис. 7 (а)) та центрального вузла плити (рис. 7 (б)) при поверхневому тиску на плиту $q=2200 \kappa\Pi a$ з урахуванням хвильової реакції на сейсмічний вплив (M8).

Бачимо, що граничне значення поверхневого тиску склало $\tilde{q}=0,567*2200=1247 \kappa\Pi a$. Поведінка вузлів колони і плити нелінійна.

Коефіцієнт запасу стійкості конструкції складає $1247/10=124,7$. На рис. 8 наведені ізополя деформацій (рис. 8 (а)) і еквівалентних напружень (рис. 8 (б)) в елементах конструкції в граничному стані.

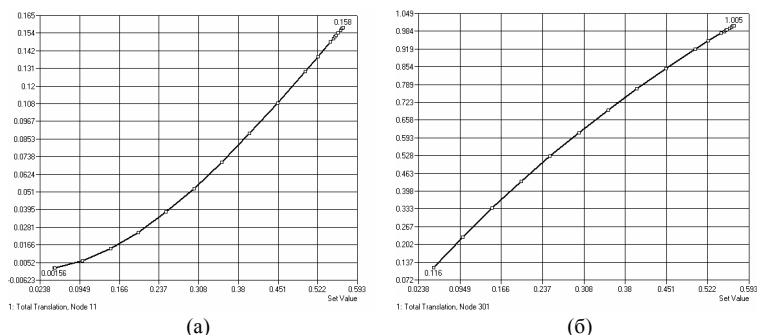


Рис. 7. Криві навантаження конструкції при $q = 2200 \text{ кПа}$ з урахуванням хвильової реакції (M8):

(а) – верхній вузол колони, (б) – центральний вузол плити

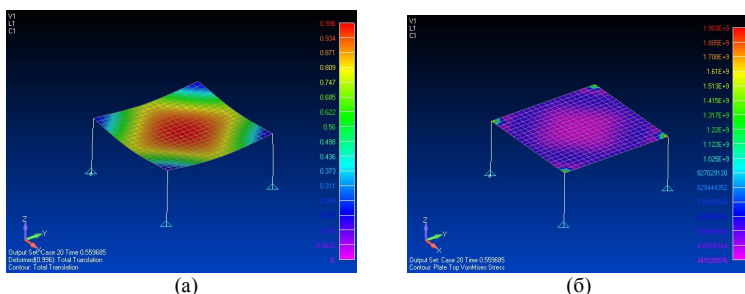


Рис. 8. Стан конструкції при дії поверхневого тиску $\tilde{q} = 1247 \text{ кПа}$ з урахуванням хвильової реакції (M8): (а) – деформації, (б) – напруження

Граничні значення поверхневого тиску на конструкцію з хвильовою реакцією на сейсмічний вплив магнітудою M7 і M9 відповідно склали $\tilde{q} = 0,579 \cdot 2200 = 1274 \text{ кПа}$, $\tilde{q} = 0,556 \cdot 2200 = 1223 \text{ кПа}$; коефіцієнти запасу стійкості склали 127,4 і 122,3.

Таким чином, дослідження стійкості конструкції в нелінійній постановці (*Nonlinear Static*) показало, що стійкість конструкції зменшується більше ніж на 30% за рахунок урахування рухомих хвиль в колонах. Перші критичні значення навантаження, що отримані при розв'язанні лінійної задачі стійкості (*Buckling*) (табл. 2), більші за граничні значення поверхневого тиску, які отримані при розв'язанні нелінійної задачі статки (*Nonlinear Static*). Це свідчить про необхідність урахування нелінійної поведінки конструкції в дослідженнях її напружено-деформованого стану та стійкості при дії поверхневого тиску зі значенням більшим за розрахункове 10 кПа .

В табл. 3 наведено статичні характеристики чотирьох колон конструкції при дії поверхневого тиску: згинальні моменти і перерізуючі сили в місцях жорсткого кріплення до фундаменту та максимальні повздовжні сили в колонах.

Таблиця 3

Статичні характеристики колон конструкції при дії поверхневого тиску

Характеристики	0*				М7			
	1	2	3	4	1	2	3	4
Згинальний момент, κHm	<u>23.488</u> 3160,1	<u>23.488</u> 3177,3	<u>23.488</u> 3175,9	<u>23.488</u> 3159,6	<u>24.229</u> 1164,4	<u>24.229</u> 1164,4	<u>22.754</u> 1358,5	<u>22.754</u> 1358,5
Перерізуюча сила, κH	<u>-17.329</u> -695,95	<u>-17.329</u> -695,39	<u>17.329</u> 695,50	<u>17.329</u> 696,06	<u>-17.315</u> -848,86	<u>-17.315</u> -848,86	<u>17.315</u> 853,54	<u>17.315</u> 853,54
Повздовжня сила, κH	<u>90.0</u> 15955	<u>90.0</u> 15958	<u>90.0</u> 15958	<u>90.0</u> 15955	<u>89.957</u> 11095	<u>89.957</u> 11095	<u>90.072</u> 11109	<u>90.072</u> 11109
	М8				М9			
	1	2	3	4	1	2	3	4
Згинальний момент, κHm	<u>22.033</u> 1380,9	<u>22.033</u> 1380,9	<u>25.024</u> 999,66	<u>25.023</u> 999,61	<u>20.783</u> 1521,89	<u>20.783</u> 1521,89	<u>26.466</u> 821,90	<u>26.466</u> 821,96
Перерізуюча сила, κH	<u>-17.314</u> -849,56	<u>-17.314</u> -849,56	<u>17.314</u> 858,75	<u>17.314</u> 831,54	<u>-17.225</u> -831,54	<u>-17.225</u> -831,54	<u>17.226</u> 847,75	<u>17.226</u> 847,75
Повздовжня сила, κH	<u>89.895</u> 10861	<u>89.895</u> 10861	<u>90.134</u> 10889	<u>90.134</u> 10889	<u>89.885</u> 10653	<u>89.885</u> 10653	<u>90.329</u> 10704	<u>90.329</u> 10704

0* – без урахування хвильової реакції,

** – з урахуванням рухомої хвилі при $q = 10 \kappa Pa$

*** – з урахуванням рухомої хвилі в граничному стані

Видно, що в граничному стані як і при дії тиску $10 \kappa Pa$, урахування хвильової реакції значно впливає на згинальні моменти в місцях кріплення колон до фундаменту. Різниця значень згинальних моментів зростає зі збільшенням магнітуди сейсмічного впливу і є небезпечною, бо викликає нерівномірну деформацію усієї конструкції.

3. Дослідження динамічної поведінки просторової конструкції

3.1. Модальний аналіз конструкції

Модальний аналіз просторової конструкції без урахування навантаження виконано за допомогою методу Ланцоша (*Modes*) згідно виразу (2). Власні форми коливань конструкції без урахування хвильової реакції на сейсмічний вплив представлені на рис. 9.

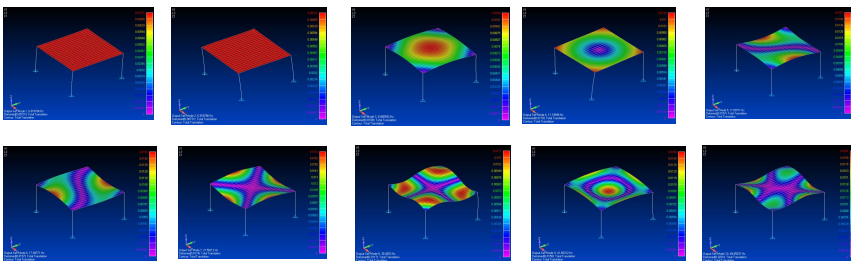


Рис. 9. Перші десять власних форм коливань конструкції без урахування рухомої хвилі

Спостерігаються як симетричні, так і косиметричні форми втрати стійкості конструкції. Виконано модальний аналіз ненавантаженої конструкції з урахуванням рухомих хвиль в чотирьох колонах. Як приклад, на рис. 10 наведені власні форми коливань конструкції з урахуванням хвильової реакції на сейсмічний вплив магнітудою М8.

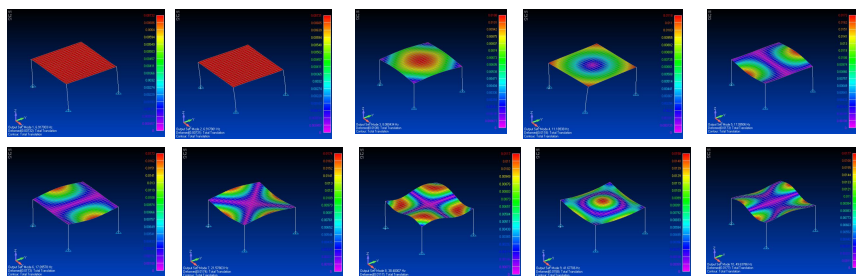


Рис. 10. Перші десять власних форм коливань конструкції з урахуванням хвильової реакції на сейсмічний вплив (M8)

На рис. 9 та 10 спостерігаються відмінності в п'ятій, шостій та десятій власних формах коливань конструкції.

Модальний аналіз конструкції, яка навантажена поверхневим тиском 10 кПа з урахуванням хвильової реакції на сейсмічний вплив різної магнітуди (M7, M8, M9) виконано у два етапи. Спочатку виконано нелінійний статичний аналіз конструкції методом Ньютона-Рафсона (*Nonlinear Static*), а потім за допомогою методу Ланцоша розв'язана задача на власні значення (*Param Modes*) згідно формули (6).

Значення перших десяти власних частот коливань конструкції без і з урахуванням хвильової реакції на сейсмічний вплив різної магнітуди, представлені в табл. 4.

Таблиця 4

Власні частоти коливань конструкції, Гц

№	0*	M7	M8	M9
1	6,9188	<u>6,9178</u> 6,9089	<u>6,9170</u> 6,9081	<u>6,9097</u> 6,9009
2	6,9188	<u>6,9182</u> 6,9093	<u>6,9178</u> 6,9089	<u>6,9134</u> 6,9045
3	8,0806	<u>8,0797</u> 8,0891	<u>8,0804</u> 8,0898	<u>8,0751</u> 8,0845
4	11,1910	<u>11,1900</u> 11,2018	<u>11,1894</u> 11,2011	<u>11,1825</u> 11,1942
5	17,0977	<u>17,0948</u> 17,1677	<u>17,0951</u> 17,1679	<u>17,0750</u> 17,1480
6	17,0977	<u>17,0959</u> 17,1688	<u>17,0958</u> 17,1687	<u>17,0835</u> 17,1564
7	21,5821	<u>21,5787</u> 21,8039	<u>21,5786</u> 21,8037	<u>21,5569</u> 21,7819
8	38,4053	<u>38,4002</u> 38,6702	<u>38,4001</u> 38,6698	<u>38,3841</u> 38,6338
9	41,6831	<u>41,6771</u> 41,1901	<u>41,6771</u> 42,1899	<u>41,6368</u> 42,1495
10	49,6504	<u>49,6379</u> 50,4494	<u>49,6379</u> 50,4488	<u>49,5563</u> 50,3676

0* – без урахування хвильової реакції,

** – без навантаження з урахуванням рухомої хвилі

*** – при $q = 10 \text{ кПа}$ з урахуванням рухомої хвилі

Бачимо, що урахування хвильової реакції майже не впливає на власні частоти коливань ненавантаженої і навантаженої поверхневим тиском конструкції ($\leq 0,48\%$).

3.2. Дослідження сейсмічних відгуків просторової конструкції

Досліджено нестационарні стохастичні коливання просторової конструкції з урахуванням хвильової реакції на сейсмічний вплив різної магнітуди (М7, М8, М9), які подані у вигляді десяти незв'язаних диференціальних рівнянь руху другого порядку в узагальнених координатах (1) та у вигляді (5) для конструкції, яка навантажена поверхневим тиском $q=10 \text{ кПа}$. Коефіцієнт демпфірування приймався рівним $\xi=0,02$. За допомогою прямого методу чисельного інтегрування Рунге-Кутти четвертого порядку отримано розв'язки диференціальних рівнянь у вигляді узагальнених переміщень, узагальнених швидкостей та узагальнених прискорень. З урахуванням відповідних власних форм коливань конструкції визначено прискорення, швидкості та переміщення вузлів моделі конструкції вздовж осі дії сейсмічного навантаження (осі x).

Як приклад, на рис. 11 та 12 представлені реалізації відгуків верхнього вузла колони №1 з урахуванням хвильової реакції на сейсмічний вплив магнітудою М8 відповідно по першій та четвертій власних формах коливань ненавантаженої конструкції. Окреме представлення відгуків дало змогу за допомогою вейвлетів-аналізу їх реалізацій в частотно-часовому просторі оцінити безпомилковість застосування методу суперпозиції форм для отримання сумарних відгуків конструкції.

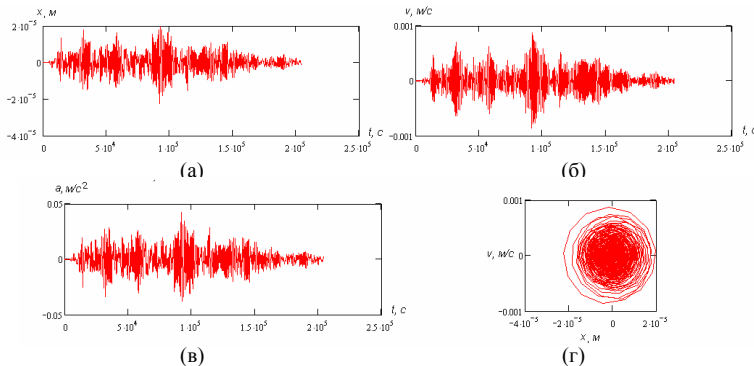


Рис. 11. Реакції верхнього вузла колони №1 по першій власній формі коливань з урахуванням рухомої хвилі (М8): переміщення (а), швидкість (б), прискорення (в), фазова траєкторія (г)

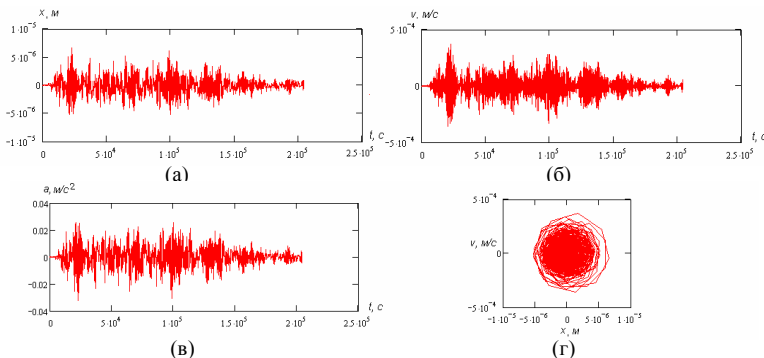


Рис. 12. Відгуки верхнього вузла колони №1 по четвертій власній формі коливань з урахуванням рухомої хвилі (М8): переміщення (а), швидкість (б), прискорення (в), фазова траєкторія (г)

В табл. 5 наведені результати динамічного розрахунку конструкції: максимальні значення прискорень, швидкостей і переміщень верхнього вузла колони №1 вздовж осі x .

Таблиця 5

Динамічні характеристики верхнього вузла колони №1
при сейсмічному впливі

Динамічні характеристики	M7			M8			M9		
	0*	-P	+P	0*	-P	+P	0*	-P	+P
Прискорення, m/c^2	0,037	0,037	0,037	0,075	0,075	0,075	0,149	0,150	0,151
Швидкість, $10^{-3} m/c$	0,619	0,623	0,626	1,240	1,246	1,253	2,480	2,496	2,509
Переміщення вздовж осі x , мм	0,0144	0,0145	0,0146	0,0288	0,0290	0,0292	0,0577	0,0582	0,0585

0* – без урахування хвильової реакції конструкції на сейсмічний вплив

-P/+P – відповідно без і з урахуванням в динамічному розрахунку поверхневого тиску

Видно, що збільшення магнітуди сейсмічного впливу збільшує динамічні характеристики вузла колони. Але моделювання поперечної згинальної хвильової реакції зовсім не впливає на значення максимального прискорення при сейсмічних впливах M7 та M8 і незначно збільшує – при M9 (1,3%). Максимальні значення швидкості і горизонтального переміщення вздовж осі x верхнього вузла колони №1 при урахуванні рухомої хвилі ненавантаженої і навантаженої конструкції збільшились лише на 1,2% та 1,4% відповідно.

4. Вейвлет-аналіз сейсмічного впливу та сейсмічних реакцій просторової конструкції

В статті виконано декомпозиція сейсмічного впливу і відгуків просторової конструкції на сейсмічне навантаження в частотно-часовому просторі за допомогою діадного дискретного вейвлет-перетворення (DWT) в системі Mathcad [13] вейвлетом Добеши4 четвертого порядку функціями прямого перетворення [9]. Значення параметрів a і b задаються у вигляді степеневих функцій

$$a = 2^m, \quad b = k \cdot 2^m, \quad \psi_{mk} = \frac{1}{\sqrt{a}} \psi\left(\frac{t-b}{a}\right) = \frac{1}{\sqrt{2^m}} \psi(2^{-m}t - k), \quad (8)$$

де m і k – параметр масштабу і зсуву відповідно (цілі числа).

Базис в дискретному представлені набуває вигляду

$$\psi_{mk} = |a|^{-m/2} \psi(a^{-m}t - k). \quad (9)$$

Вейвлет-коефіцієнти прямого перетворення мають вид

$$C_{mk} = \int_{-\infty}^{+\infty} S(t) \psi_{mk}(t) dt, \quad (10)$$

де $S(t)$ – реалізація сейсмічного впливу.

Визуалізація вейвлет-спектрограм подана у вигляді площини ab з локалізацією екстремумів вейвлет-коефіцієнтів, поверхні в трьохвимірному просторі.

В статті також виконано вейвлет-перетворення реалізацій сейсмічного впливу та відгуків конструкції за допомогою неперервних неортогональних одномірних комплексних вейвлет-функцій в системі Developer Studio, які подаються у вигляді

$$W(a, b) = (S(t), \psi_{ab}(t)) = \frac{1}{\sqrt{a}} \int_{-\infty}^{+\infty} S(t) \psi\left(\frac{t-b}{a}\right) dt, \quad (11)$$

де C_ψ – нормуючий коефіцієнт.

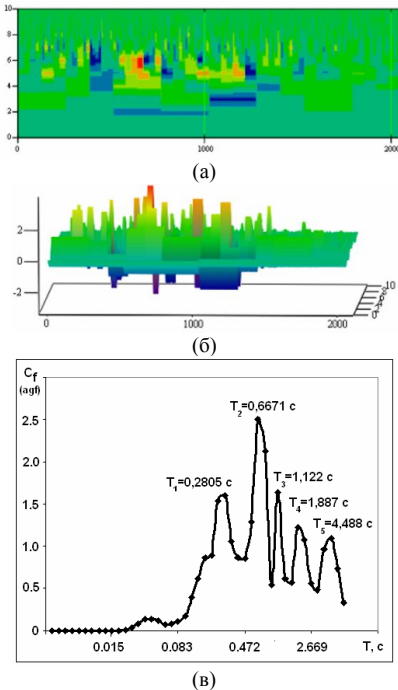


Рис. 13. Вейвлет-спектрограма реалізації прискорення ґрунту (M8) у вигляді площини (а), поверхні (б) та Фур'є-образу (в)

$$C_\psi = \int_{-\infty}^{+\infty} |\Psi(\omega)|^2 |\omega|^{-1} d\omega < \infty, \quad (12)$$

$\psi(\omega)$ – Фур'є-перетворення вейвлета $\psi(t)$.

Візуалізація неперервних вейвлет-перетворень реалізацій сейсмічного впливу і відгуків конструкції представлено у вигляді Фур'є-образів в осях „період коливаний – вейвлет-коефіцієнт прямого перетворення”.

На рис. 13, як приклад, представлена вейвлет-спектрограма реалізації прискорення сейсмічного впливу магнітудою M8 та її Фур'є-образ.

На рис. 14 та 15 представлені результати вейвлет-перетворення реалізацій прискорення, швидкості і переміщення (рис. 12, 13) верхнього вузла колони №1 вздовж дії сейсмічного впливу (осі x) по першій та четвертій власних формах коливаний відповідно у вигляді вейвлет-спектрограм на площині і в просторі.

Бачимо, що локалізація в часі піків максимальних значень вейвлет-коефіцієнтів динамічних характеристик верхнього вузла колони №1 по першій власній формі коливаний (рис. 14) збігається. По четвертій формі пік максимальних прискорень (рис. 15 (а)) співпадає з відповідним піком по першій формі (рис. 14 (а)). Піки максимальної швидкості і максимального переміщення (рис. 15 (б), (в)) по четвертій формі локалізовані однаково в часі, але не співпадають з локалізацією в часі по першій формі (рис. 14 (б), (в)). Це свідчить про те, що в методі суперпозиції форм для отримання сумарної швидкості та сумарного горизонтального переміщення треба врахувати їх неспівпадіння локалізації в часі.

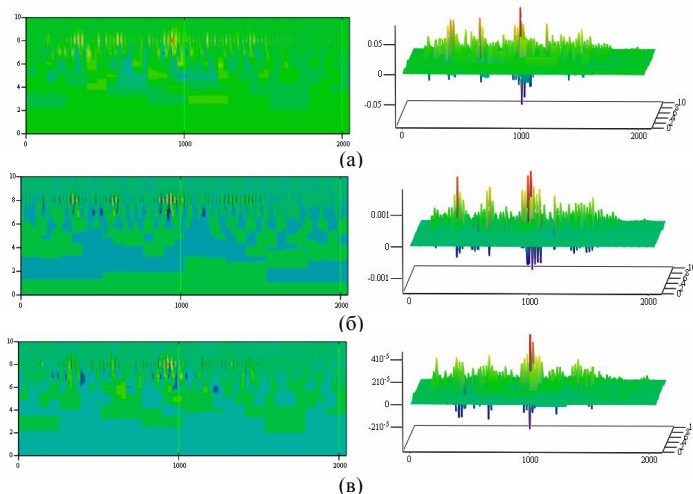


Рис. 14. Вейвлет-спектрограми реалізацій прискорення (а), швидкості (б), переміщення (в) верхнього вузла колони №1 (М8) по першій власній формі коливань

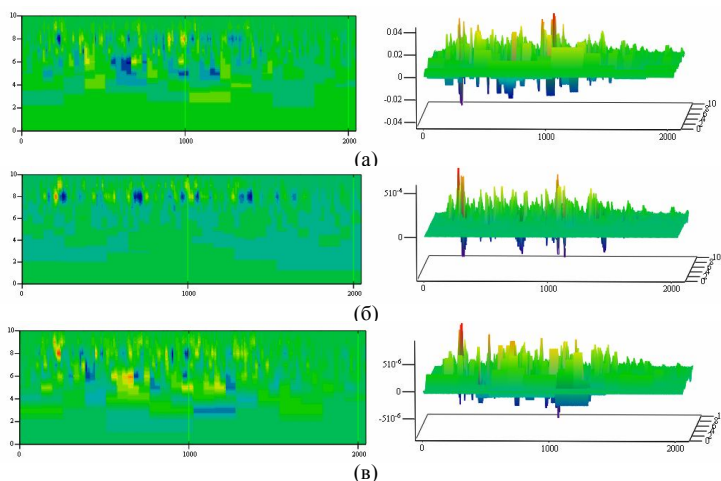


Рис. 15. Вейвлет-спектрограми реалізацій прискорення (а), швидкості (б), переміщення (в) верхнього вузла колони №1 (М8) по четвертій власній формі коливань

Для оцінки локалізації по частоті піків сейсмічних відгуків конструкції, які представлені на рис. 14 та 15, побудовані їх Фур'є-образи в осях „період коливань – вейвлет-коефіцієнт прямого перетворення” (рис. 16).

Бачимо, що максимальні значення динамічних характеристик верхнього вузла колони №1 спостерігаються відповідно по першій (рис. 16 (1а), (2а), (3а)) та четвертій (рис. 16 (1б), (2б), (3б)) власних формах коливань з урахуванням демпфірування. Інші піки збігаються з частотами сейсмічного впливу, Фур'є-образ якого зображено на рис. 13 (в).

Результати статичного і динамічного розрахунків просторової конструкції, на прикладі горизонтального переміщення верхнього вузла колони №1 вздовж осі x , зведено в табл. 6.

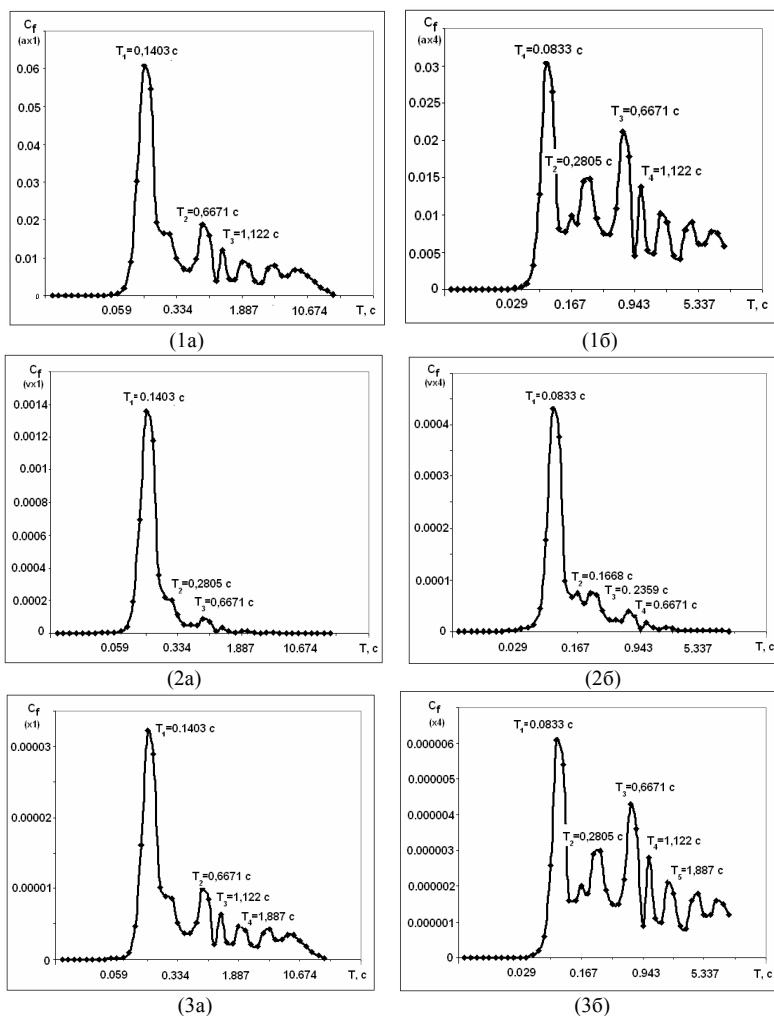


Рис. 16. Фур'є-образи реалізацій прискорення (1), швидкості (2), переміщення (3) верхнього вузла колони №1 при сейсмічному впливі (М8) по першій (а) та четвертій (б) власних формах коливань

Таблиця 6

Горизонтальні переміщення верхнього вузла колони №1 вздовж осі x

Переміщення вздовж осі x, мм	М7			М8			М9		
	0*	-P	+P	0*	-P	+P	0*	-P	+P
Статичні	0,0846	0,1227	0,1227	0,0846	0,1627	0,1627	0,0846	0,2313	0,2313
Динамічні	0,0144	0,0145	0,0146	0,0288	0,0290	0,0292	0,0577	0,0582	0,0585
Сумарні	0,0990	0,1372	0,1373	0,1134	0,1917	0,1919	0,1423	0,2895	0,2898

0* – без урахування хвильової реакції конструкції на сейсмічний вплив

-P/+P – відповідно без і з урахуванням поверхневого навантаження в динамічному розрахунку

Видно, що сумарне максимальне горизонтальне переміщення верхнього вузла колони №1 вздовж осі x значно збільшується при врахуванні поперечної згинальної хвилі в розрахунках. Так, при магнітуді сейсмічного впливу M7, M8 і M9 сумарне сейсмічне переміщення збільшується відповідно на 39%, 70%, 103%.

Висновок. Моделювання поперечних згинальних рухомих хвиль в чотирьох колонах просторової конструкції вздовж дії сейсмічного впливу (осі x), яке виконано в статті при дослідженні її сейсмічних коливань, дало можливість оцінити вплив урахування горизонтального сейсмічного переміщення ґрунту на статичні і динамічні характеристики конструкції. Статичні розрахунки показали, що зі збільшенням магнітуди сейсмічного впливу при дії поверхневого тиску на плиту зменшується несуча спроможність конструкції. Рухомі хвилі значно впливають на згинальні моменти в місцях кріплення колон до фундаменту. Різниця значень згинальних моментів зростає зі збільшенням магнітуди сейсмічного впливу і є небезпечною, бо викликає нерівномірну деформацію усієї конструкції. Модальний аналіз конструкції без і з урахуванням рухомих хвиль в колонах та поверхневого тиску виявив незначну відмінність у власних формах і частотах коливань конструкції. Дослідження нестационарних стохастичних коливань конструкції без і з урахуванням дії поверхневого тиску на плиту показали, що моделювання рухомих хвиль в колонах мало вплинуло на динамічні характеристики конструкції. Вейвлет-аналіз реалізацій сейсмічного впливу і реакцій просторової конструкції дав можливість дослідити локалізацію максимальних значень в частотно-часовому просторі та відрегулювати метод суперпозиції форм для отримання сумарних відгуків конструкції.

Таким чином, урахування хвильової реакції просторових одноповерхових конструкцій на горизонтальне сейсмічне переміщення ґрунту необхідно робити в статичних розрахунках, а динамічний розрахунок таких конструкцій може бути виконано спектральним методом без урахування рухомих хвиль.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. *Клаф Р., Пензиен Дж.* Динамика сооружений. – М.: Стройиздат, 1979. – 320 с.
2. *Августин Г., Баратта А., Кашиати Ф.* Вероятностные методы в строительном проектировании. – М.: Стройиздат, 1988. – 584 с.
3. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2007. – 60 с.
4. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіон України, 2014. – IV. – 110 с.
5. *Баженов В.А., Дехтярюк Є.С.* Імовірнісні методи розрахунку конструкцій. Випадкові коливання пружних систем. – К.: КНУБА, 2005. – 420 с.
6. *Курзанов А.М.* Предложения по нормативному расчету сооружений на волновую сейсмическую нагрузку // Промышленное и гражданское строительство, 2010. – № 9. – С. 54-55.
7. *Пащинський В.А.* Імовірнісні моделі для розрахунків надійності та нормування кліматичних навантажень і впливів на будівельні конструкції // Строительная механика и строительные конструкции: Сборник статей посвященный восьмидесятилетию А.В. Перельмута. – М.: Издательство СКАД СОФТ, 2013. – С. 323-332.
8. *Неминов Ю.І., Хавкін О.К., Мар'єнков М.Г.* та ін. Практичні питання динаміки будівель // Будівництво України, 2013. – №6. – С. 6-21.

9. *Добеши И.* Десять лекций по вейвлетам / пер. с англ. Е. Мищенко; под ред. А. Петухова. Ижевск: НИЦ «Регулярная и хаотическая динамика», 2001. – 454 с.
10. *Лук'янченко О.О., Ворона Ю.В., Костіна О.В., Кузько О.В.* Wavelet analysis features to study stochastic behavior of complex casing construction // VIII Міжнародна Антарктична Конференція. Київ. –16-18 травня 2017 р. – Тези. – С. 186 -187.
11. *Лук'янченко О.О., Ворона Ю.В., Костіна О.В., Геращенко О.В.* Застосування вейвлет-аналізу до моделювання стохастичної поведінки пружних систем при сейсмічному впливі // Опір матеріалів і теорія споруд. – К: КНУБА, 2017. – Вип. 99. – С. 160–180.
12. *Шимкович Д.Г.* Расчет конструкций в MSC/NASTRAN for Windows. – М.: ДМК Пресс, 2001. – 448 с.
13. *Кирьянов Д.В.* Самоучитель Mathcad 13. – СПб.: БХВ-Петербург, 2006. – 528 с.

REFERENCES

1. *Clough R., Penzien J.* Dinamika sooruzheniy (Dynamics of structures). – М.: Stroyizdat, 1979. – 320 p. (rus)
2. *Augusti G., Baratta A., Kashiati F.* Veroyatnostnyye metodyi v stroitelnom proektirovanii (Probabilistic methods in building design). – М.: Stroyizdat, 1988. – 584 s. (rus)
3. DBN V.1.2-2:2006. Derzhavni budivelni normy Ukrainy. Systema zabezpechennia nadiinosti ta bezpeky budivelnnykh ob'ektiv. Navantazhennia i vplyvy. Normy proektuvannia. (National Structural Rules and Regulations. The system of reliability and safety provision of constructional projects. Loads and effects. Design codes). – К.: Minbud Ukrainy, 2007. – 60 p.
4. DBN V.1.1-12:2014. Derzhavni budivelni normy Ukrainy. Budivnytstvo u seysmichnykh rayonakh Ukrainy (National Structural Rules and Regulations. Construction in the seismic regions of Ukraine) – К.: Minrehion Ukrainy, 2014. – IV. – 110 s. (ukr).
5. *Bazhenov V.A., Dekhtariuk Ie.S.* Imovirnisni metody rozrakhunku konstrukttsii. Vypadkovi kolyvannia pruzhnykh system (Probabilistic methods of structure analysis. Random oscillations of elastic systems). – К.: KNUBA, 2005. - 420 p. (ukr)
6. *Kurzanov A.M.* Predlozheniya po normativnomu raschetu sooruzheniy na volnovuyu seysmicheskuyu nagruzku (Proposals for the normative analysis of constructions under wave seismic loading) // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitelstvo, 2010. – № 9. – S. 54-55. (rus).
7. *Pashynskyi V.A.* Imovirnisni modeli dlia rozrakhunkiv nadiinosti ta normuvannia klimatychnykh navantazhen i vplyviv na budivelni konstrukttsii // Stroytelnaia mekhanika y stroytelnye konstruktssy: Sbornyk statei posviashchennyi vosmydesiatyetyiu A.V. Perelmutera.[Probabilistic models for the reliability analysis and standardization of environmental loads and impacts on the constructions // Structural mechanics and constructions: A collection of articles dedicated to the A.V. Perelmuter 80 anniversary.] – М.: Yzdatelstvo SKAD SOFT, 2013. – 323-332 p. (ukr).
8. *Nemchynov Yu.I., Khavkin O.K., Mar"yenkov M.H.* ta in. Praktichni pytannya dynamiky budivel (Practical issues of buildings dynamics) // Budivnytstvo Ukrainy, 2013. – #6. – S. 6-21. (ukr)
9. *Daubechies I.* Desyat' lektsiy po veyvletam (Ten Lectures on Wavelets). Izhevsk, NITs «Regulyarnaya i khaoticheskaya dinamika» publ., 2001, 454 p. (rus).
10. *Luk'yanchenko O.O., Vorona Yu.V., Kostina O.V., Kuz'ko O.V.* Wavelet analysis features to study stochastic behavior of complex casing construction // VIII International Antarctic Conf. Kyiv. 2017. – P. 186 -187.
11. *Lukianchenko O.O., Vorona Yu.V., Kostina O.V., Geraschenko O.V.* Zastosuvannya vejvlet-analizu do modelyuvannya stoxastychnoyi povedinky pruzhnyx sy'stem pry' sejsmichnomu vply'vi – К: KNUBA, 2017. – Vyp. 99. – P. 160–180.
12. *Shimkovich D.G.* Raschet konstrukttsiy v MSC/NASTRAN for Windows (Structural analysis in MSC/NASTRAN for Windows) - М.: ДМК Press, 2001.- 448 p. (rus)
13. *Kiryanov D.V.* Samouchitel Mathcad 13 (Mathcad 13 self-tutorial).– Spb.: BHV-Peterburg, 2006. – 528 s.

Стаття надійшла 14.11.2018

*Lukianchenko O.O., Kostina O.V., Geraschenko O.V.***INVESTIGATION OF SEISMIC WAVE REACTION OF SPATIAL STRUCTURE**

The stochastic behavior of the spatial structure under seismic action was studied on the basis of theories and methods of nonlinear mechanics, finite elements, traveling wave and wavelet analysis. The spatial concrete structure in the form of a square plate, which rests on four columns rigidly fixed in the foundation was presented. A probabilistic simulation of acceleration of seismic action with different magnitudes using the statistical method of Ruiz and Penzien was performed. The effect of horizontal seismic displacement in the soil on the design was taken into account with the help of simulation of a transverse bending traveling wave in the form of an initial imperfection of the four columns of the structure. Mathematical models of non-stationary stochastic vibrations structure in the form of a system of second-order differential equations in generalized coordinates were formed on the basis of the Dahlberger-Lagrange method. The influence of the traveling waves and surface pressure on the static characteristics structure was estimated. The nonlinear static problem by the Newton-Ruffson method and the stability problem by Lanczos method were solved. A modal analysis of the spatial structure without and with traveling waves and surface pressure by the Lanczos method was carried. Realizations of dynamic characteristics of the structure: acceleration, velocity and displacement were obtained by the direct method of numerical integration of Runge-Kutta of the fourth order. The wavelet analysis of the seismic acceleration and structure reactions to the seismic action of different magnitudes was performed using discrete orthogonal (Dobesh4) and continuous nonorthogonal (Morle) one-dimensional complex wavelet functions. Wavelet-spectrograms and Fourier-images of the seismic acceleration and of the structure reactions were presented. The expediency of accounting for the flexural traveling waves in a spatial structure in the study of its seismic behavior was estimated.

Keywords: seismic loads, stochastic behavior, finite element method, nonlinear mechanics, traveling wave theory, wavelet analysis, spatial structure.

*Лукьянченко О.А., Костина Е.В., Геращенко О.В.***ИССЛЕДОВАНИЕ СЕЙСМИЧЕСКОЙ ВОЛНОВОЙ РЕАКЦИИ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ КОНСТРУКЦИИ**

Исследована сейсмическая волновая реакция пространственной конструкции с помощью теорий и методов нелинейной механики, конечных элементов, бегущих волн и вейвлет-анализа. Выполнено вероятностное моделирование ускорения сейсмического воздействия на основе статистического подхода Руиза и Пензиена. Учтено влияние горизонтального перемещения сейсмической волны в грунте в виде поперечных изгибающих бегущих волн в элементах конструкции. Построены математические модели нестационарных стохастических колебаний конструкции без и с учетом поверхностного давления в виде систем дифференциальных уравнений второго порядка в обобщенных координатах. Оценено влияние учета бегущих волн на статическое и динамическое поведение конструкции. Выполнен вейвлет-анализ реализаций сейсмического воздействия и реакций конструкции с помощью дискретных ортогональных (Добеш4) и непрерывных неортогональных (Морле) одномерных комплексных вейвлет-функций. Визуализация декомпозиции случайных реализаций представлена в виде вейвлет-спектрограмм и Фурье-образов. Оценена целесообразность учета поперечных изгибающих бегущих волн в элементах конструкции при исследовании ее сейсмического поведения.

Ключевые слова: сейсмическое влияние, стохастическое поведение, метод конечных элементов, нелинейная механика, теория бегущих волн, вейвлет-анализ, пространственная конструкция.

УДК 539.3

Лук'янченко О.О., Костіна О.В., Геращенко О.В. Дослідження сейсмічної хвильової реакції просторової конструкції // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА, 2018. – Вип. 101. – С. 83-102.

Досліджена стохастична поведінка просторової конструкції при сейсмічному впливі на основі теорій і методів нелінійної механіки, скінченних елементів, рухомих хвиль і вейвлет-аналізу.

Табл. 6. Іл. 16. Бібліогр. 13 назв.

UDC 539.3

Lukianchenko O.O., Kostina O.V., Geraschenko O.V. Study of seismic wave reaction of spatial structure // Strength of Materials and Theory of Structures. – 2018. – Issue. 101. – P. 83-102.

The stochastic behavior of spatial structure under seismic loading is investigated on the grounds of theories and methods of nonlinear mechanics, finite element method, traveling waves and wavelet analysis.

Tab. 6. Fig. 16. References 13 items.

УДК 539.3

Лук'янченко О.А., Костина Е.В., Геращенко О.В. Исследование сейсмической волновой реакции пространственной конструкции // Соппротивление материалов и теория сооружений: науч.-тех. сборн. – К.: КНУСА, 2018. – Вип. 101. – С. 83-102.

Исследовано стохастическое поведение пространственной конструкции при сейсмическом воздействии на основе теорий и методов нелинейной механики, конечных элементов, бегущих волн и вейвлет-анализа.

Табл. 6. Ил. 16. Библиогр. 13 назв.

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, старший науковий співробітник НДІ будівельної механіки КНУБА, ЛУК'ЯНЧЕНКО Ольга Олексіївна.

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, ЛУК'ЯНЧЕНКО Ользі Олексіївні.

Робочий тел.: +38(044) 245-40-20.

Мобільний тел.: +38(067) 931-30-27.

E-mail: lukianch0907@meta.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0003-1794-6030>

Автор (вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, старший науковий співробітник НДІ будівельної механіки КНУБА, КОСТИНА Олена Володимирівна.

Адреса робоча: 03680 Україна, м. Київ, Повітрофлотський проспект 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, КОСТИНІЙ Олені Володимирівні.

Робочий тел.: +38(044) 241-54-20.

Мобільний тел.: +38(098) 275-19-93.

E-mail: kl0867@meta.ua

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0002-6692-6231>

Автор(вчена ступень, вчене звання, посада): кандидат технічних наук, старший науковий співробітник НДІ будівельної механіки КНУБА ГЕРАЩЕНКО Олег Валерійович

Адреса робоча: 03680, Київ, Повітрофлотський пр. 31, Київський національний університет будівництва і архітектури, ГЕРАЩЕНКУ Олегу Валерійовичу

Робочий тел.: +38(044)241-54-20

Мобільний тел.: +38(095)661-6052

E-mail: olg_guera@ukr.net

ORCID ID: <https://orcid.org/0000-0003-1951-4805>