

УДК 624.15: 624.042.7

**ДОСЛІДЖЕННЯ ВЗАЄМОДІЇ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ  
ЯК ЕЛЕМЕНТІВ СИСТЕМИ «ОСНОВА – ФУНДАМЕНТ – НАДЗЕМНІ КОНСТРУКЦІЇ»  
ПРИ СТАТИЧНИХ ТА ДИНАМІЧНИХ НАВАНТАЖЕННЯХ**

І.П. Бойко, В.О. Сахаров

*В роботі наведено порівняльний аналіз врахування різних варіантів розрахункових схем на власні частоти та форми коливання системи «основа – фундамент - конструкція». Наведені результати оцінки напруженого стану реальної багатоповерхової будівлі, запроєктованої в сейсмонебезпечному районі. Наведено варіант конструкції антисейсмічних заходів для багатоповерхових будівель. Розрахунки проводились згідно з ДБН В.1.1-12:2006 на базі АСНД «VESNA» та ПК «SCAD».*

Проектування інженерних конструкцій і будівель, що розташовані в сейсмічно небезпечних районах або які сприймають динамічні навантаження від механізмів та ін., в більшості випадків обмежується використанням спрощених емпіричних нормативних методів або методів чисельного моделювання, що враховують «еквівалентні» моделі основи фундаментів та надземних конструкцій. На етапі проектування для даного класу задач суттєве значення має вивчення динамічних властивостей системи в цілому [1], наявність коректних даних щодо навантажень та згасань коливань в різних середовищах, а також, у разі необхідності, дослідження впливу сусідніх існуючих конструкцій [2]. Ігнорування властивостями ґрунтової основи при взаємодії елементів системи «основа – фундамент – будівля» може призводити до значних похибок насамперед для фундаментів, від яких залежать і надземні конструкції. Дослідження об'ємного ґрунтового масиву та нелінійних властивостей основи дозволяє уточнити напружено-деформований стан, що дає змогу підвищити надійність та безпеку будівель і споруд. Проте такі задачі вимагають додаткового вивчення для створення коректних моделей ґрунтового середовища, розробки методик розрахунку та значних ресурсів сучасної техніки [3].

Для дослідження динаміки цих конструкцій, особливо для оцінки резонансного ефекту взаємодії, виникає необхідність визначення власних частот і форм коливань та дослідження напружено-деформованого стану споруди від сейсмічної дії.

Розрахунок на сучасному рівні виконується методом скінченних елементів шляхом дискретизації диференційних рівнянь і побудови систем алгебраїчних рівнянь, порядок яких досягає від десятків до сотень тисяч [3, 4].

Дослідження проводились з використанням автоматизованої системи наукових досліджень (АСНД) «VESNA» на базі чисельного моделювання за МСЕ.

Для підтвердження коректності розрахунків були проведені розрахунки при визначенні власних форм та частот коливань (за методом ітерацій підпростору). Задача, яка має аналітичний розв'язок показала високу збіжність результатів. Балка на двох опорах, перерізом  $10 \times 10$  см і довжиною 10 м ( $\rho=1$  т/м,  $E=3 \cdot 10^6$  т/м<sup>2</sup>), власні частоти ( $\omega_k$ ) та форми ( $W_{kx}$ ) відповідно дорівнюють [6]:

$$\omega_k = \frac{k^2 \cdot \pi^2}{l^2} \sqrt{\frac{EI}{m}}, \quad W_{kx} = A \sin \frac{k\pi x}{l}, \quad (1)$$

де  $k$  – номер власної частоти;  
 $l$  – довжина балки;  
 $EI$  – жорсткість на згин;  
 $m$  – маса на метр довжини;  
 $x$  – відстань від лівої опори;  
 $A$  – амплітуда коливань.

В результаті моделювання (таблиця 1) похибка не перевищила 0.2%, тобто результати є достовірними.

## Результати визначення перших п'яти власних частот

власна частота, $\omega_k$	Аналітичне значення, $f, c^{-1}$	АСНД «VESNA», $f, c^{-1}$
1	15.5	15.5
2	61.8	61.8
3	139.1	139.1
4	247.2	247.3
5	385.8	386.4

З метою вивчення власних форм коливань проведено чисельне дослідження динамічних властивостей каркасу чотириповерхової промислової будівлі. Будівля з розмірами в плані 18×48 м має 36 колон перерізом 40×40 см розташованих сіткою з кроком 6×6 м. Скінченно-елементна модель подана на рис. 1. З метою підтвердження достовірності результатів моделювання проводилось за допомогою двох систем АСНД «VESNA» та ПК «SCAD», в яких використовуються різні типи скінченних елементів та алгоритми розрахунку. Так в АСНД «VESNA» використані тільки просторові універсальні полілінійні скінченні елементи з реалізованою в них моментною схемою скінченних елементів (MCCE) [4], [7]. В другому випадку – стержневі та плитні скінченні елементи, реалізовані в ПК «SCAD».

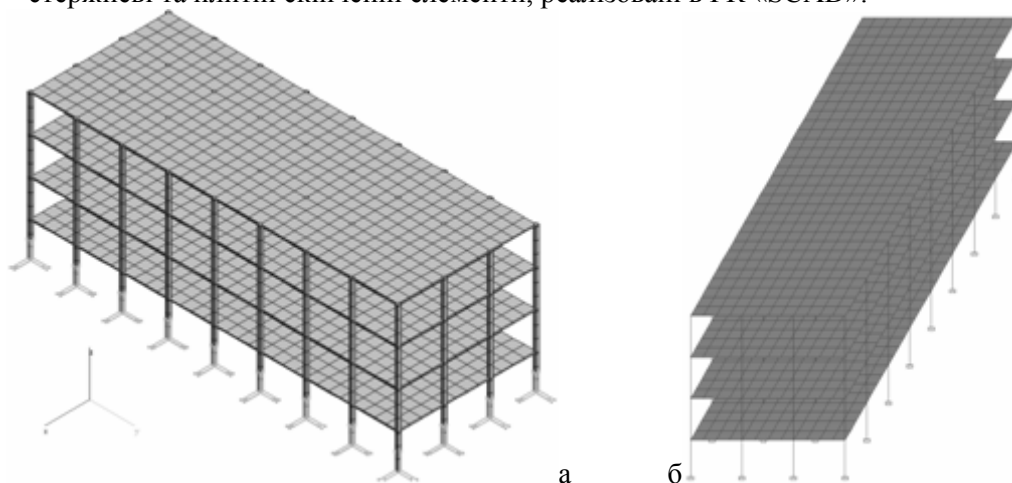


Рис. 1. Скінченно-елементна модель промислової будівлі в системах:  
а – АСНД «VESNA», б – ПК «SCAD»

Кількість визначених власних пар коливань обмежувалась умовою: сума модальних мас повинна складати не менше 90% повної суми модальних мас при коливанні будівлі в горизонтальному напрямку і не менше 76% цієї маси при коливанні у вертикальному напрямку.

Відповідно до діючого ДБН В.1.1-12:2006 [8] як одну з розрахункових схем можна використовувати консольно-защемлену схему будівлі в рівні підшви колон (рис 1). В цьому варіанті для накопичення необхідної кількості модальних мас знадобилось в АСНД «VESNA» та ПК «SCAD» відповідно 87 та 53 власні пари. При аналізі власних частот (таблиця 2) різниця в результатах з відмінністю до 10% пояснюється використанням різних типів скінченних елементів в системах. Проте характер розподілу частот та форм коливань в обох випадках добре узгоджується. Перші три форми відповідають простим для цього випадку коливанням: поздовжньому, поперечному качанню та крутильним. При визначенні першої групи з трьох власних пар в горизонтальному напрямку було досягнуто одразу більш ніж 70 % модальних мас. Можна побачити, що частотні характеристики перших власних коливань є визначними для будівлі, проте вплив інших частот залежно від часу дії та власних характеристик може бути не менш впливовим на резонансну взаємодію та виникнення додаткових зусиль в конструкціях.

## Власні частоти коливань будівлі

$\omega$ №	ПК «SCAD», $c^{-1}$	АСНД «VESNA», $c^{-1}$
1	4.60	5.17
2	4.62	5.25
3	4.78	5.64
4	14.89	16.14
5	14.96	16.34
6	15.78	17.79
7	27.43	29.42
8	27.51	29.63
9	29.86	32.86
10	39.25	42.15

Динамічні властивості конструкцій, які консольно-защемлені або розташовані на ґрунтовій основі, можуть відрізнятись і відповідати іншим резонансним частотам. Для дослідження динамічних властивостей системи «основа–фундамент–будівля» конструкція була доповнена плитним фундаментом товщиною 0.4 м, який спирається на однорідну об’ємну ґрунтову основу ( $E=30$  МПа,  $\rho=1.8$  т/м<sup>3</sup>,  $\nu=0.3$ ) розмірами ( $b \times l \times h$ ) 38×56×20 м. По периметру основи накладені в’язі, що обмежують переміщення в нормальну до площини напрямку (рис. 2).

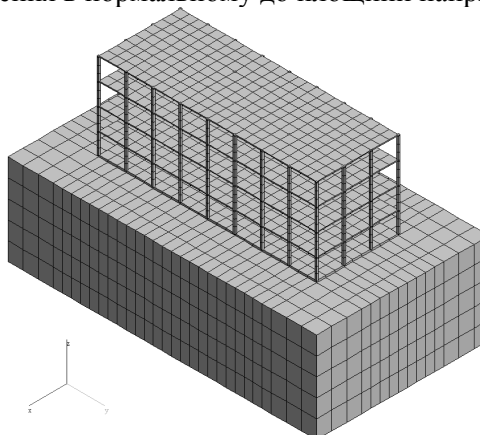


Рис. 2. Скінченно-елементна модель промислової будівлі як системи «основа – фундамент – будівля»

При розв’язанні спектральної проблеми практичне значення має тільки нижня частина спектру. Верхня частина спектру має великі похибки і відповідає високим частотам, які не враховуються при проектуванні. У випадку визначення власних характеристик конструкції врахування невагомої ґрунтової основи призвело до зменшення необхідної кількості власних пар більш ніж в п’ять раз. При досягненні модальних мас  $M_x=0.92$ ,  $M_y=0.92$ ,  $M_z=0.90$  знадобилось 16 форм та частот коливань. Перші три власні частоти зменшились до значення  $3.72$   $c^{-1}$ ,  $4.84$   $c^{-1}$  та  $4.27$   $c^{-1}$ , відповідно. Врахування інерційних сил основи призвело до зменшення інтенсивності набору модальних мас. Для досягнення  $M_x=0.91$ ,  $M_y=0.91$ ,  $M_z=0.76$  було знайдено 113 власних пар. Початкові частоти склали  $5.37$   $c^{-1}$ ,  $5.44$   $c^{-1}$ ,  $6.01$   $c^{-1}$ . Дослідження швидкості набору модальних мас показало, що в горизонтальних напрямках спектральні маси набираються набагато швидше, ніж у вертикальному. Вже при визначенні 16 власних пар було досягнуто  $M_x=0.85$ ,  $M_y=0.85$ ,  $M_z=0.27$ . Слід відзначити, що перші три форми коливань в обох випадках узгоджуються з формами, визначеними і для варіанту защемлення колон.

Врахування масових сил ґрунтової основи є більш обґрунтованим з точки зору фізичних властивостей ґрунтової основи, проте складним залишається питання врахування розмірів масиву та граничних умов [11, 12], що буде впливати і на власні характеристики.

Для аналізу впливу сейсмічних коливань на поведінку конструкцій необхідно записати

процес взаємодії у вигляді диференціальної залежності. Виведена з рівноваги під дією сейсмічних хвиль в основі споруда – осцилятор здійснює згасаючі коливання, відносні переміщення якого можна описати диференційним рівнянням [9]:

$$\ddot{x} + 2\varphi\omega\dot{x} + \omega^2x = -\ddot{x}(t), \quad (2)$$

де  $\omega$  – власна кругова частота системи без згасання;

$\varphi$  – відносне демпфування;

$x$  – відносні переміщення.

Для дискретних систем із багатьма ступенями свободи для МСЕ із врахуванням згасання згідно з гіпотезою Фойгта-Кельвіна маємо систему звичайних диференційних рівнянь:

$$[M]\frac{d^2}{dt^2}\{U\} + [C]\frac{d}{dt}\{U\} + [K]\{U\} = \{Q(t)\}, \quad (3)$$

де  $[M]$  – матриця мас;

$[C]$  – матриця дисипації (згасання);

$[K]$  – матриця жорсткості;

$\{U\}$  – вектор переміщень;

$\{Q(t)\}$  – вектор навантажень, поданий, як функція часу.

З математичної точки зору проблема зводиться до розв'язання спектральної задачі для матриць МСЕ або прямого інтегрування в часі [10]. В даній роботі для оцінки напружено-деформованого стану конструкцій під впливом сейсмічних навантажень, поданих як трикомпонентні синтетичні розрахункові акселерограми, використовується метод прямого інтегрування неповного спектра власних пар. Вектор повних переміщень можна розкласти за формами власних коливань і записати через амплітуду та власні форми як суму :

$$\{U\} = \sum_{i=1}^N A^i \{X_i\}, \quad (4)$$

де  $A^i$  - амплітуди коливань;

$\{X_i\}$  - вектори власних форм коливань;

$N$  - кількість власних форм коливання.

Для кожної складової спектра характеристики визначались через інтеграл Дюамеля на всьому проміжку часу дії сейсмічних коливань. Враховуючи, що із збільшенням порядку власних пар їх вклад в величину переміщення зменшується, кількість використаних власних форм обмежувалась рекомендаціями норм [8] щодо накопичення модальних мас не менше ніж  $M_x=0.85$ ,  $M_y=0.85$ ,  $M_z=0.75$  у відповідному напрямку.

Інший об'єкт являє собою багатоповерхову складної форми каркасну будівлю, що будується на зсувонебезпечній території АР Крим. Будинок має 16 поверхів із паркінгом на першому поверсі, запроєктований на плитно-пальовому фундаменті. Несучі надфундаментні конструкції являють собою перекриття потужністю 220 мм, площа яких зменшується із поверхами від близько 900 м<sup>2</sup> до 300 м<sup>2</sup>, ядро жорсткості з розташованим в ньому сходовою кліткою, вертикальні колони перерізом 400×400 мм всередині, нахилені колони 400×400 мм по периметру, діафрагму жорсткості до п'ятого поверху та суцільну стіну по периметру паркінга ( $b=400$  мм).

Ґрунтова основа подана шарами жорствяно-щебенистого ґрунту із включеннями глиб та глинистим заповнювачем товщиною близько 20 м ( $E=54$  МПа,  $\nu=0.25$ ,  $\rho=2.48$  т/м<sup>3</sup>); прошарком перем'ятих аргілітів товщиною до 2.5 м ( $E=54$  МПа,  $\nu=0.25$ ,  $\rho=2.21$  т/м<sup>3</sup>), які підстеляються аргілітами ( $E=54$  МПа,  $\nu=0.25$ ,  $\rho=2.31$  т/м<sup>3</sup>). За сейсмічною оцінкою дана територія за шкалою MSK-64 віднесена до дев'ятибальної.

Враховуючи складність конструкції і високу сейсмічність території для забезпечення надійності споруди проектом передбачено влаштування спеціальних антисейсмічних заходів.

Фундаментні конструкції являють собою пальовий фундамент із паль діаметром 620 мм та довжиною 13 м, об'єднаних плитою ростверком. Фундаментна плита завтовшки близько 1,5 м має горизонтальний демпфуючий прошарок потужністю до 10 см, який розділяє плиту на дві – нижню ( $h_n=0.8\text{ м}$ ), жорстко з'єднану з палями, та верхню ( $h_n=0.7\text{ м}$ ) – з'єднану з конструкціями паркінгу. Для забезпечення стійкості будівлі та обмеження переміщень верхня плита має додаткові анкерні системи, що можуть підтягуватись під час експлуатації будівлі (рис. 3). Однією з особливостей анкерів "TITAN" є незначна деформація тіла анкера при великих зусиллях натягу. Так попередні випробування в умовах майданчика показали, що при натязі в 70 т переміщення голови анкера не перевищило 3 мм. Тобто при незначних початкових зусиллях натягу під час незначного переміщення будівлі від сейсмічних коливань анкери будуть натягуватись та відпускатись в міру необхідності.

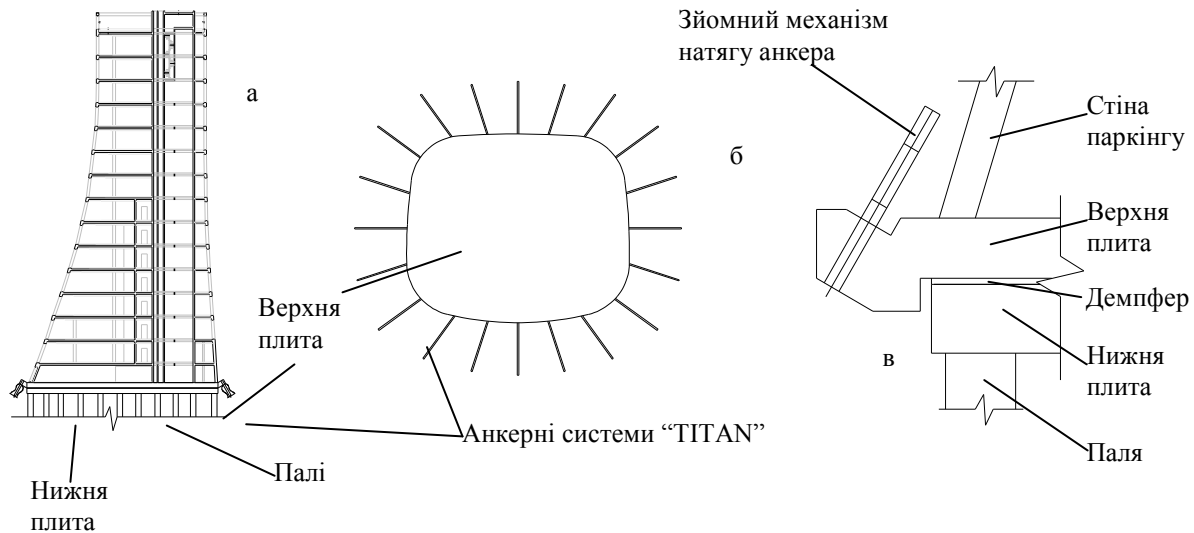


Рис. 3. Конструктивна схема антисейсмічних заходів будівлі:  
а- конструктивний розріз будівлі; б – план розташування анкерів;  
в – конструкція фундаментів.

Для динамічної складової розрахункових навантажень при моделюванні впливу сейсмічних хвиль використовувались розрахункові синтетичні акселерограми [8]. Розрахункова скінченно-елементна схема зображена на рис. 4. Аналіз власних форм та частот конструкції показав, що для досягнення необхідної кількості модальних мас потрібно врахувати не менше 102 власних пар. Відповідно до рекомендацій норм [8] П.2.4.6, при проведенні прямих динамічних розрахунків із використанням набору синтезованих акселерограм необхідно приймати як розрахункові ті акселерограми, переважаючи періоди яких близькі до періоду власних коливань будівлі за першою формою. Для даної задачі період склав  $T=1.845\text{ с}^{-1}$ , що відповідає акселерограмі №8. Враховуючи бальність (9 балів), згідно з П.2.4.4 норм значення прискорень необхідно множити на масштабний коефіцієнт  $K=3.3$ . Виходячи з відсутності експериментальних даних характеристик згасання для елементів системи «основа – фундамент - будівля» використано рекомендоване значення логарифмічного декременту коливань  $\delta=0.3$ . Також враховувались інерційні властивості ґрунтової основи.

В результаті проведених розрахунків були побудовані обвідні в часі характеристики напружено-деформованого стану будівлі. Результати представлені на рис. 4. Як видно з рисунка, від сейсмічних навантажень найбільш піковими є зони під ядром жорсткості, де момент сягає пікових значень до 500 тм/м в напрямку  $M_x$ , та близько 680 тм/м в напрямку  $M_y$ . В зонах паль значення моментів не перевищило 260 тм/м. Інша площа має моменти в діапазоні 40-60 тм/м в обох напрямках. Аналіз різних за знаком обвідних не показав якісних відмінностей, тому в даній роботі наводяться тільки максимальні величини по ділянках плити. Такий розподіл напружень обумовлений наявністю елементів підвищеної жорсткості, які розташовані в середній зоні плити і створюють концентратори, а також наявністю резонансних сейсмічних коливань, які діяли на систему на великому проміжку часу.

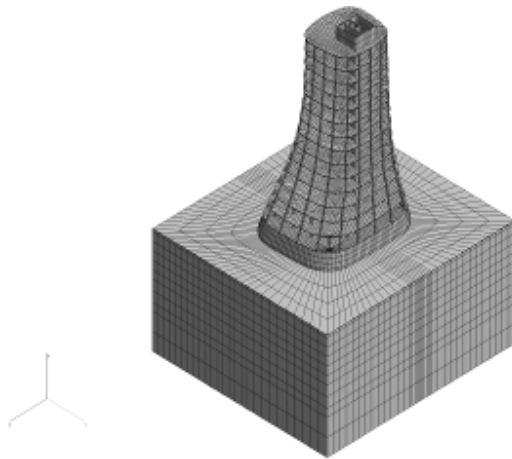


Рис. 4. Розрахункова скінченно-елементна модель системи «основа–фундамент–будівля»

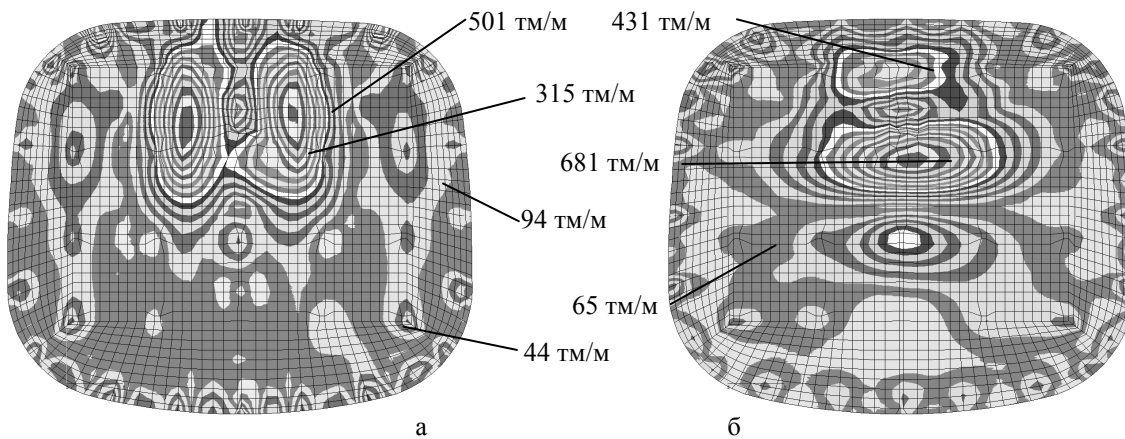


Рис. 5. Розподіл максимальних обвідних моментів нижньої плити:  
а – в напрямку X; б – в напрямку Y

Дослідження впливу різних декрементів коливань на напружений стан фундаментів показав, що при зменшенні величини декремента до  $\delta=0.15$  (звичайно приймається для сталевих конструкцій) максимальні моменти в зоні ядра жорсткості зростають до значень  $M_x=660$  тм/м,  $M_y=860$  тм/м. У випадку використання значень як для основ ( $\delta=0.5$ ) моменти зменшуються до  $M_x=404$  тм/м,  $M_y=502$  тм/м. Слід зауважити, що варіювання характеристиками згасання коливань (декрементом коливань) не впливало на якісний розподіл напружень, а змінювало в основному величини пікових значень моментів, що свідчить про резонансне походження цих екстремумів.

Запропонована таким чином в нормах методика, яка орієнтована на обирання найбільш небезпечної з точки зору появи резонансних ефектів і до виникнення значних напружень в несучих конструкціях, призводить до ряду протиріч, а саме: неможливості оцінки антисейсмічних заходів, налаштованих на відстроювання власних частот з резонансного діапазону; використання різних розрахункових схем може вимагати використання різних сейсмічних акселерограм, що відрізняються як за спектром, переважаючим частотам та часу дії.

Звідки слідує, що для майданчиків, особливо сейсмічністю 8-9 балів за шкалою MSK64, необхідно проводити локальні додаткові геофізичні дослідження з оцінки сейсмічності території що дозволяє уточнити характеристики, дані які прив'язані до конкретної місцевості.

#### Висновки

- Встановлено, що використання різних розрахункових схем, а саме консольне защемлення будівлі, врахування просторового ґрунтового масиву та ін. значною мірою впливають як на власні форми та частоти коливань, так і на інтенсивність набору модальних мас.
- Врахування невагомої основи призводить до втрати інерційних властивостей ґрунтового масиву, що вносить значні похибки. В умовах, які розглядались, це призвело до підвищення в

- 1,5 раза значень мінімальних власних частот коливань, що зменшує резонансний вплив від сейсмічних коливань, а також призводить до значного підвищення інтенсивності накопичення модальних мас в вертикальному напрямку.
- Проведені розрахунки напруженого стану фундаментів реальної будівлі за нормативною методикою по синтезованих акселерограмах показали виникнення значних моментів (близько 680 тм/м) в зоні ядра жорсткості. Дослідження впливу параметрів згасання для системи «основа – фундамент – будівля» показали, що інтенсивність згасання коливань суттєво впливає на числові значення напружень і несуттєво впливає на якісну картину розподілу напружень.
  - На прикладі реальної будівлі наведено схему організації антисейсмічних заходів, які можуть рекомендуватися для багатопверхових будівель з незначним заглибленням фундаментів.
  - Показано, що запропонований в нормах принцип вибору акселерограм, різних за спектром, величиною амплітудних значень прискорень та часом дії, поставлений в залежність від власних динамічних властивостей розрахункової схеми. Це призводить до використання різних сейсмічних навантажень залежно від прийнятої розрахункової схеми та не дає змогу оцінити роль антисейсмічних заходів, направлених на пошук спектра власних частот віддаленого від резонансних сейсмічних коливань.
  - Представлена та реалізована в АСНД “VESNA” методика розв’язання динамічних задач для системи “основа – фундамент – будівля” дозволяє вести проектування конструкцій будівель і споруд шляхом врахування їх динамічних властивостей при дії сейсмічних хвиль.

#### Список літератури

1. Бойко І.П. Дослідження динамічних властивостей конструкцій системи «основа – фундамент – надземні конструкції» / І.П. Бойко, В.О. Сахаров, С.О. Сахаров // Основи і фундаменти. – 2006. – Вип. 30.
2. Немчинов Ю.И. Сейсмостойкость зданий и сооружений / Ю.И. Немчинов. – Киев, 2008. – 480 с.
3. I. Boyko, O. Sakharov & Yu. Nemchynov. The peculiarities of stress-strain state at interaction of high-rise buildings and structures with the base / Proceedings of the 16-th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
4. Метод конечных элементов в механике твердых тел / Под редакцией А.С. Сахарова, И. Альтенбаха. – К.: Вища школа, 1982; Лейпциг: ФЭБ Файхбухферлаг, 1982. – 80 с.
5. Fialko S.Yu., Kriksunov E.Z. and Karpilovskyy V.S. A sparse direct multi-frontal solver in SCAD software // Proceedings of the CMM-2003 – Computer Methods in Mechanics June 3–6, 2003, Gliwice, Poland. P. 131-132.
6. Смирнов А.Ф. Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений / Под ред. А.Ф. Смирнова. – М.: Стройиздат, 1984. – 415 с.
7. Сахаров В.О. Модель нелінійного моделювання ґрунтової основи для розв’язання геотехнічних задач прибудови / В.О. Сахаров // Основи і фундаменти. – 2005. – Вип. 29.
8. ДБН В.1.1-12-2006. Будівництво у сейсмічних районах.
9. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Прельмутер, В.И. Сливкер. – Киев: ВПП «Компас», 2001. – 448 с.: ил.
10. Бате К. Численные методы анализа и метод конечных элементов / Пер. с англ. А.С. Алексева и др.; Под ред. А.Ф. Смирнова. – М.: Стройиздат, 1982 – 448 с.: ил.
11. Mike Ross. Modeling Methods for Silent Boundaries in Infinite Media / ASEN 5519-006: Fluid-Structure Interaction, 26 February 2004; Aerospace Engineering Sciences- University of Colorado at Boulder.
12. John Lysmer and R.L. Kuhlemeyer, Finite Dynamic Model for Infinite Media, Proc. ASCE, Vol. 95, No.EM4, 1969, August.

**Бойко І.П.** – д.т.н., професор, завідувач кафедри основ і фундаментів Київського національного університету будівництва і архітектури.

**Сахаров В.О.** – к.т.н., доцент кафедри основ і фундаментів Київського національного університету будівництва і архітектури.