

УДК 624.15

ОЦІНКА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЛІ ПРИ ДІЇ СЕЙСМІЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ

М.Г. Мар'єнков¹

доктор технічних наук, старший науковий співробітник

Д.В. Богдан¹

кандидат технічних наук

В.О. Сахаров²

доктор технічних наук, доцент

¹ДП "Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій"²Київський національний університет будівництва і архітектури

В статті приведені результати оцінки просторової взаємодії елементів системи «основа – фундамент – верхня удова» при дії сейсмічних навантажень. Враховано процеси згасання коливань в ґрунті та інженерних конструкціях. Проведено розрахунки будівлі на пальовій основі та порівняння результатів за першою формою власних коливань. Виконано порівняння амплітуд коливань конструкції при пружних та нелінійних деформаціях.

Ключові слова: ґрунтова основа, фундамент, деформації, напруження, амплітуда, сейсмічні навантаження, моделювання, згасання коливань.

Постановка проблеми у загальному вигляді та її зв'язок із важливими практичними завданнями. Для будівель чи споруд, які будуються в сейсмічно-небезпечних районах, виникає необхідність оцінки напружено-деформованого стану конструкцій при дії сейсмічних навантажень [1, 2]. В більшості випадків розрахунки обмежуються використанням спрощеного емпіричного спектрального метода. Для багатопверхових або відповідальних будівель проводяться розрахунки динамічної взаємодії елементів системи «основа – фундамент – будівля» засобами чисельного моделювання.

ДБН В.1.1-12:2014 [3] рекомендують виконувати прямий динамічний розрахунок висотних будівель з використанням акселерограм. При цьому значення сейсмічних навантажень, переміщень і деформацій конструкцій слід визначати з урахуванням просторової роботи конструкцій і особливостей нелінійного деформування конструкцій.

Визначення нелінійної поведінки конструкцій при інтенсивних сейсмічних впливах є основою при проектуванні сейсмостійких конструкцій із заданою категорією пластичності згідно вимог Єврокоду 8 [4] та оцінки сейсмостійкості існуючих будівель і споруд. У зв'язку з цим є необхідність розробки методів нелінійного динамічного розрахунку, які могли б надійно передбачати стан конструкцій при впливі землетрусів.

Специфіка граничних станів будівельних конструкцій, підданих сейсмічному впливу, вимагає контролювати весь процес сейсмічної реакції споруди, а саме, зміну фізико-механічних характеристик його елементів аж до вичерпання їх несучої здатності (настання граничних станів).

На етапі проектування для задач даного класу має суттєве значення вивчення динамічних властивостей системи в цілому [1], наявність коректних даних по навантаженням та згасанню коливань в різних середовищах, а також, у разі необхідності, дослідження впливу сусідніх існуючих конструкцій. Слід зауважити, що значний вплив на власні частоти та форми коливань має ґрунтова основа, ігнорування властивостями якої при взаємодії елементів системи «основа – фундамент – будівля» може призводити до значних похибок, насамперед для фундаментів, від яких залежать і наземні конструкції [2]. Такі задачі вимагають додаткового вивчення ґрунтового середовища для створення коректних моделей основи, розробки ефективних методик розрахунку, орієнтованих на використання потужної обчислювальної техніки.

Аналіз останніх досліджень та публікацій. На сучасному етапі проектування будівель динамічні розрахунки, як правило, виконуються методом скінченних елементів шляхом дискретизації диференційних рівнянь і побудови систем алгебраїчних рівнянь, порядок яких досягає сотень тисяч і більше. При чисельному моделюванні таких процесів розрахунки проводяться за спектральним та прямими динамічними методами [3]. Останні мають можливість найбільш повно оцінити вплив сейсмічного навантаження на напружено-деформований стан інженерних конструкцій в різні відрізки часу. Крім цього, для подальших розрахунків, наприклад, впливу коливань на обладнання, проводиться побудова поверхових спектрів відгуку. У відповідності до нормативних вимог різних держав при аналізі напружено-деформованого стану конструкцій необхідно користуватись різними критеріями для описання процесів деформування різних середовищ. Зважаючи на високу складність задач даного класу, для проведення розрахунків на інженерному рівні існують методики, спрямовані на часткове врахування особливостей нелінійного деформування висотних будівель при дії динамічних навантажень, переважно, в межах спектрального методу, отриманих за допомогою нелінійних розрахунків для значно спрощених систем [4].

Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми, яким присвячується стаття. Для оцінки поведінки при сейсмічних навантаженнях необхідно проводити дослідження взаємодії елементів системи «основа – фундамент – будівля» з урахуванням реальних процесів динамічної взаємодії. До одного з таких процесів відносить

згасання коливань як в конструкціях, так і ґрунтовій основі. При використанні найбільш розповсюджених спектральних методів, або методів з розкладанням в неповний спектр по власних формах є певні обмеження, що призводять до необхідності застосування однакових частотно-незалежних параметрів згасання для всіх середовищ [5]. В реальних умовах процеси згасання в ґрунтах та інженерних конструкціях суттєво відрізняються і проявляються в різній мірі в залежності від частоти коливань. В даній роботі застосовано прямий динамічний метод інтегрування в часі за схемою Н'юмарка, що дозволяє враховувати різні параметри згасання в середовищах і реалізувати їх частотну залежність.

Мета роботи – проведення порівняльного аналізу сейсмічного впливу на напружено-деформований стан несучих конструкцій багатоповерхової будівлі за різними методами.

Об'єкт дослідження являє собою 16-ти поверхову каркасно-монолітну будівлю, яка запроєктвана в сейсмічно-небезпечному районі м. Одеси. Фундаменти складаються із збірних призматичних залізобетонних паль перерізом $35 \times 35 \text{ см}$ та довжиною $L=10.4 \text{ м}$, які об'єднані монолітним стрічковим залізобетонним ростверком, товщиною 1 м .

Ґрунтові умови представлені шарами лесового суглинку в твердому стані, суглинків в напівтвердому стані, глини напівтвердої, під які підстеляються вапняки. Фізико механічні параметри основи представлені в табл. 1.

Таблиця 1

Фізико-механічні показники ґрунтової основи

ПЕ	Назва	Товщина, м	Модуль деформацій, МПа	Коеф. Пуассона	Щільність, т/м^3
2	Суглинок твердий	1	15	0.35	1.71
3	Суглинок напівтвердий	2.9	10	0.35	1.62
4	Суглинок напівтвердий	3	12	0.35	1.85
5	Суглинок текучопластичний	1	5	0.35	1.89
6	Суглинок тугопластичний	2	10	0.35	1.91
7	Суглинок напівтвердий	8	15	0.35	1.91
8	Глина напівтверда	2	18	0.42	1.96
10	Вапняк	>0.8	40	0.4	1.96

З метою уточнення сейсмічності будівельного майданчика були проведені геофізичні дослідження. По результатам вишукувань

сейсмічність території була визначена в 7 балів. Для проведення оцінки напружено-деформованого стану несучих конструкцій під дією сейсмічних навантажень ІГФ НАНУ, за результатами робіт з сейсмомікрорайонування майданчика будівництва, були сгенеровані синтезовані акселерограми, які відповідають умовам майданчика [10].

В динамічних задачах особливості прийнятих розрахункових схем, наприклад, при повному защемленні будівлі на рівні фундаменту або при врахуванні просторового ґрунтового масиву та ін., в значній мірі впливають як на власні форми та частоти коливань, так і на розподіл напружено-деформованого стану конструкцій. Врахування невагомої основи призводить до втрати інерційних властивостей ґрунтового масиву, що також вносить значні похибки. Так, при попередніх дослідженнях [5] каркасної чотирьохповерхової промислової будівлі це призвело до зменшення (збільшення до 1.5 разів) перших власних частот коливань, що зменшило резонансний вплив від сейсмічних коливань. Врахування інерційних сил ґрунтової основи поряд з її просторовою об'ємною жорсткістю є більш обґрунтованим з точки зору фізичних властивостей ґрунтової основи, проте неоднозначним залишається питання врахування розмірів прилегло до будівлі масиву, який істотно впливає на динамічні характеристики системи.

В реальних умовах вимушені коливання з часом згасають. Такі процеси можна характеризувати двома причинами: внутрішній опір за рахунок деформування матеріалу конструкції, вузлів і т.д. та зовнішній опір внаслідок взаємодії з оточуючим середовищем.

Для дискретних систем із багатьма ступенями свободи для методу скінченних елементів (МСЕ) із врахуванням згасання необхідно розв'язати систему звичайних диференційних рівнянь:

$$[M] \frac{d^2}{dt^2} \{U\} + [C] \frac{d}{dt} \{U\} + [K] \{U\} = \{Q(t)\}, \quad (1)$$

де $[M]$ – матриця мас, $[C]$ – матриця демпфування, $[K]$ – матриця жорсткості; $\{U(t)\}$ – вектор переміщень, $\{Q(t)\}$ – вектор навантажень, як функції часу.

Для описання процесів згасання при заповненні матриці $[C]$ слід використовувати залежності, отримані на базі експериментальних даних для відповідних середовищ. Проте враховуючи складність та високу вартість, а в окремих випадках і неможливість проведення експериментів, можна скористатись нормативними даними щодо згасання коливань.

Відомо [6], що в реальних конструкціях згасання коливань залежать від швидкості деформації матеріалу і зростає із збільшенням частоти коливань. Для випадку пружного розповсюдження хвиль, яскравим

представником описання такої поведінки є модель Фойгта [Гольштейн], яка використана в даній роботі.

Сейсмічні коливання, що розповсюджуються в середовищах, носять, переважно, пружний характер. Використання моделі в'язко пружного середовища дозволяє проводити якісну та кількісну оцінку формування характерних зон розподілу напружень, оцінити вплив конкретного сейсмічного навантаження в кожний момент часу, а також спрогнозувати найбільш небезпечні спектри вимушених коливань будівлі.

Конструкції будівлі та ґрунтової основи розглядались як в'язко-пружні середовища із різними демпфуючими властивостями ґрунту та конструкцій. Параметри згасання приймалися у відповідності до рекомендацій норм [3] через коефіцієнт демпфування, як відсоток від критичного коефіцієнта демпфування, який приймав значення:

- для ґрунтів основи $\xi = 10\%$;
- для залізобетонних конструкцій будівлі $\xi = 5\%$.

Відповідно до моделі Фойгта параметр згасання знаходиться в лінійній залежності від частоти і визначається в залежності від обраної частоти, як:

$$C_K = 2 \frac{\xi}{\omega_0}, \quad (2)$$

де ω_0 - кругова частота (перша або інша) будівлі; ξ - коефіцієнт демпфування.

Матриця демпфування в цьому випадку буде визначатись, як:

$$[C] = C_K [K]. \quad (3)$$

Особливість цієї моделі полягає у зростанні інтенсивності згасання разом із частотою коливань (рис. 1). Використання різних параметрів згасання для ґрунту та конструкцій дозволяє отримати різну реакцію відповідних середовищ при сейсмічних навантаженнях, що відповідає реальним умовам.

При чисельних дослідженнях хвилі, які розповсюджуються в дослідному об'ємі ґрунту, можуть віддзеркалюватись від зовнішнього контуру границь (де обмежені тільки переміщення або кути поворотів). Але в реальних

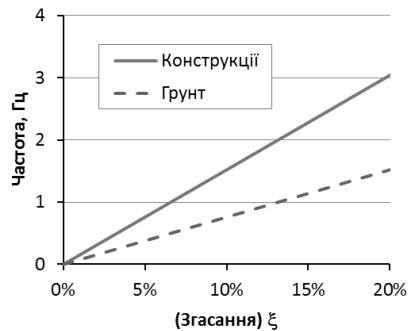


Рис. 1. Залежність згасання від частоти коливань

умовах хвилі не повертаються в дослідну зону і певна частина енергії коливань передається в зовнішнє середовище. Тому граничні умови повинні це враховувати шляхом моделювання взаємодії з оточуючим середовищем.

В роботі використано метод граничного демпфування, запропонований Лізмером [7], який забезпечує поглинання енергії, що приходить на границю. Метод побудований на використанні в'язкого демпфування ступенів свободи на приграничних елементах. Приймається, що в ґрунтах має місце пружне розповсюдження первинних і вторинних хвиль і зазначені граничні умови описуються наступними рівняннями:

$$\sigma_{zz} = a\rho V_p u_z' \quad \text{- первинна хвиля,}$$

$$\tau_{xz} = b\rho V_s u_x' \quad \text{- вторинна хвиля,}$$

$$\tau_{yz} = b\rho V_s u_y' \quad \text{- вторинна хвиля,}$$

де швидкості первинних та вторинних хвиль можна визначити за формулами:

$$V_p = \sqrt{\frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)\rho}}, \quad V_s = \sqrt{\frac{E}{2(1+\nu)\rho}}. \quad (4)$$

При таких умовах границя може поглинати як гармонійні, так і негармонійні коливання, а характеристики поглинання не залежать від частоти хвиль.

Реалізація методу достатньо зручна для чисельних методів. Ці умови змінюють матрицю демпфування в стандартному рівнянні руху. Тобто для реалізації наведених залежностей необхідно додати ρV_p та ρV_s в демпферні складові граничних ступенів свободи. Для зміни матриці демпфування, здійснюється одне корегування відповідного діагонального елемента демпфування у відповідності з рівнянням:

$$C_{ii} = \int_{\Gamma} a\rho V_p d\Gamma \quad \text{первинна хвиля в напрямку } z,$$

$$C_{ii} = \int_{\Gamma} b\rho V_s d\Gamma \quad \text{вторинна хвиля в напрямку } x \text{ або } y. \quad (5)$$

Реалізація моделей поглинання на поверхні дозволяє враховувати "випромінювання" енергії в оточуюче середовище. Також цей ефект можна досягти шляхом збільшення відстані до граничних умов, щоб хвилі, які відбиваються від границь, встигли згаснути до повертання в досліджувану зону за рахунок внутрішнього поглинання енергії. Проте це призводить до значного збільшення кількості рівнянь і відповідно до збільшення часу розрахунку та комп'ютерних ресурсів.

Оцінка напружено-деформованого стану будівель і споруд при будівництві в сейсмічно небезпечних районах, згідно діючих норм [3], передбачає виконання розрахунків на особливе сполучення навантажень з урахуванням сейсмічних дій. Беручи до уваги, що представлені дослідження проводяться в умовах в'язко пружної роботи середовищ, що дозволяє проводити оцінку повного напруженого стану конструкцій будівлі шляхом лінійної комбінації зусиль чи деформацій, а також зважаючи, що найбільшу складність має аналіз впливу сейсмічної складової навантажень, в даній роботі приведені результати оцінки напружено-деформованого стану конструкцій тільки від складової сейсмічного навантаження.

В якості сейсмічного впливу прийнято фрагменти тривалістю 10 с з набору синтезованих акселерограм (aap11c, aap12c), отриманих Інститутом геофізики НАНУ [10] на базі геофізичної обробки землетрусів з території Вранча (Румунія). Фрагмент акселерограми обирався за критерієм збереження переважаючого періоду коливань, що відповідає першій власній частоті защемленої будівлі (без урахування ґрунтового масиву) та відповідних максимально можливих амплітуд прискорень (рис. 2). Обидві акселерограми мають різні спектри частот та амплітуди коливань, але вважаються найбільш ймовірними для майданчику будівництва.

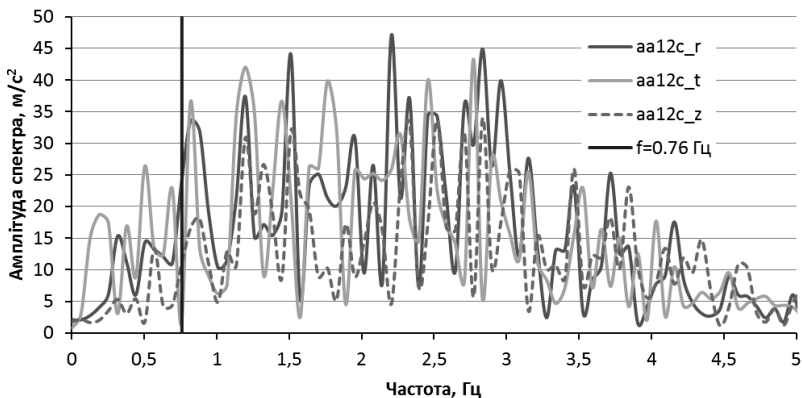


Рис. 2. Спектр (збільшено в 10 разів) фрагменту акселерограми (aap12c) із зазначенням власної частоти будівлі (0.76 Гц)

Для оцінки напружено-деформованого стану конструкцій будівлі під дією сейсмічних впливів моделювання здійснювалось шляхом прямого інтегрування в часі за схемою Ньюмарка, де на кожному кроці інтегрування аналізувався повний напружено-деформований стан системи в цілому. Крок інтегрування був прийнятий за $dt=10\text{мс}$. Використовувалась також методика,

запропонована в [11], яка оснований на розкладанні вимушених коливань будівлі за формами власних коливань.

Для проведення досліджень була створена розрахункова модель будівлі, як системи "основа - фундамент - будівля" в умовах тривимірної задачі. До її складу ввійшли шарувата ґрунтова основа, конструкції паль фундаментів, об'єднані ростверками, та несучі конструкції надземної (надфундаментної) частини. Скінченно-елементна модель будівлі представлена на рис. 3.

Ґрунтова основа представлена тривимірного об'ємного ґрунтового масиву, з урахуванням реального нашарування ґрунтів у відповідності до геологічного розрізу. Характеристики основи прийняті згідно геологічних вишукувань. Розміри ґрунтової основи в плані склали близько 155 м x 155 м, загальна товщина ґрунтової основи прийнята близько 70 м.

Конструкції фундаментів складаються з паль у вигляді окремих стрижнів, які жорстко з'єднані з ростверком. Вважалось, що конструкції стін жорстко з'єднанні з горизонтальними несучими елементами (плитами перекриття), до яких примикають.

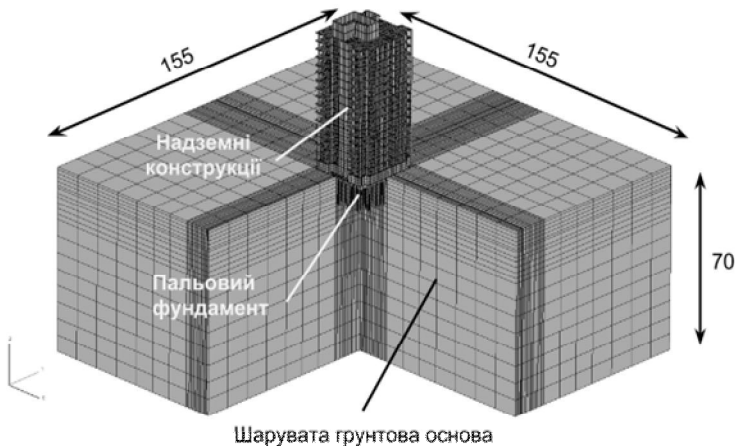


Рис. 3. Скінченно-елементна модель будівлі, як системи "основа – фундамент – будівля"

Нижня частина розрахункової схеми обмежена площиною, яка закріплена від вертикальних та горизонтальних переміщень. По бічним площинам на основу накладені в'язі в'язкого граничного демпфування за теорією Лізмера [7].

Розрахунки напружено-деформованого стану пальового фундаменту спільно з ґрунтовою основою виконувались методом скінченних елементів (МСЕ) на базі автоматизованої системи наукових досліджень (АСНД) «VESNA» з реалізованою в ній моментною схемою МСЕ (МСМСЕ), що дозволяє отримати підвищену збіжність результатів [8]. Система розрахована на розв'язок лінійних та нелінійних задач механіки суцільного середовища при статичних та динамічних (в т.ч. сейсмічних) навантаженнях, а також має необхідні засоби для створення та реалізації нових алгоритмів, скінченних елементів, тощо. Система включає скінченно-елементні бібліотеки та алгоритми розв'язку задач механіки (включаючи механіку ґрунтів), які були випробувані в обчислювальних комплексах «ПРОЧНОСТЬ-75», «РОСИНКА» та інших.

Як було зазначено раніше, діючі нормативні документи [3] при розрахунках на сейсмічні навантаження дозволяють використовувати розрахункові схеми, що складаються з конструкцій будівлі, закріплені на рівні фундаментів. Аналіз перших власних частот показав, що врахування ґрунтового масиву або еквівалентної основи на базі коефіцієнту жорсткості основи з урахуванням приєднаних мас призводить до результатів, що суттєво відрізняються між собою (табл. 2). У випадку використання фіксованого динамічного навантаження (акселерограми) такий ефект може призвести до різного відгуку в конструкціях будівлі, і відповідно, до виникнення різних деформацій та зусиль.

Таблиця 2

Перші власні частоти при різних розрахункових схемах та

різних комплексах

АСДН "VESNA"		ПК "ЛИРА"	
Защемлення по плиті	З палями та ґрунтом (3D CE)	Защемлення по плиті	З палями та ґрунтом (пружні в'язі)
0.76 Гц	0.36 Гц	0.63 Гц	0.57 Гц

Для комплексу акселерограм варіанту 1 (aap11c), було отримано, що від початку дії характер та інтенсивність коливань будівлі в перпендикулярних напрямках формувалися по різному (рис. 4). Відповідно до акселерограми максимальні амплітуди прискорень по всім напрямкам мають близькі значення і відбуваються в межах 1.5 с. Коливання будівлі в напрямку X_z (радіальний напрямок дії навантаження) до 4 с в рівні фундаменту та останнього поверху не перевищували 3.6см. Проте в подальшому горизонтальні відхилення значно збільшувались і при 6.6 с сгнули

переміщень 11.2 см. Максимальні переміщення в рівні фундаментів на 4.6 с склали 3.7 см. Період коливань в даному напрямку склав $T_{1f}=2.75$ с.

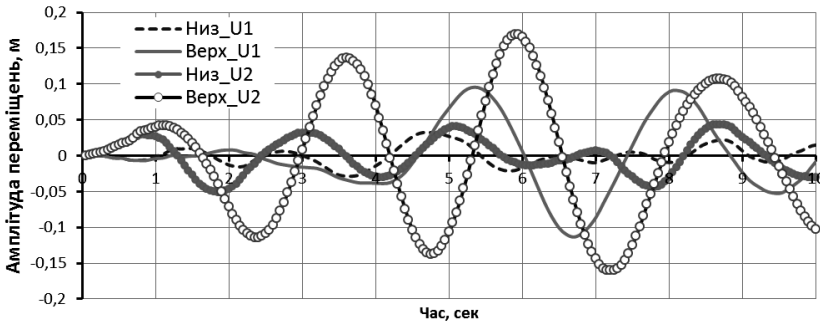


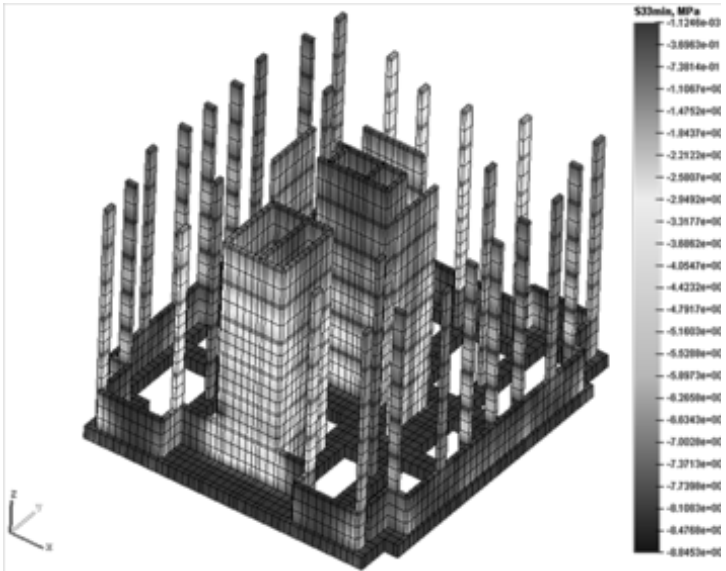
Рис. 4. Коливання будівлі в напрямках X1 та X2 при дії акселерограми №1 (aap11c)

В перпендикулярному напрямку коливання будівлі мали більш рівномірний характер. Від початку дії навантажень амплітуда коливань зростала і на рівні верху будівлі досягла свого максимуму на 5.8 с із значенням 16.6 см. Коливання фундаментної плити за рахунок деформування ґрунту не перевищили 4.3 см (при 8.6 с). Період коливання будівлі в цьому напрямку склав $T_{2f}=2.3$ с. Зміщення фаз коливань характеризує утворення колових (еліпсоподібних) рухів будівлі в плані.

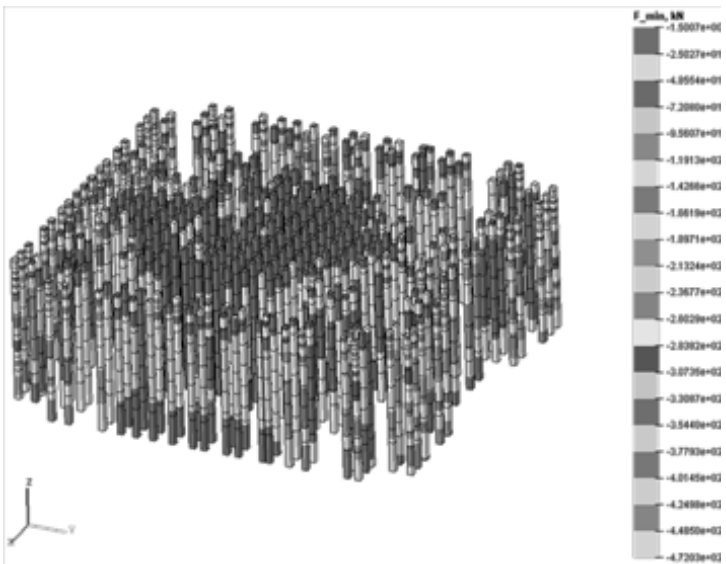
Амплітуда максимальних вертикальних переміщень склала 1.3 см. Різниця вертикальних переміщень між фундаментом та верхом будівлі (деформування конструкції по висоті) не перевищила 6 мм.

Аналіз напруженого стану показав, що при навантаженнях найбільші огинаючі вертикальні напруження стиснення виникають у нижніх поверхах в ядрі жорсткості, пілонах, що розташовані навколо ліфтової шахти та чотирьох колонах периферійної зони. Значення максимальних напружень в цих конструкціях складають близько 4.0...6.0 МПа з окремими локальними зонами до 8.0 МПа (рис 5,а).

Вертикальні зусилля, що виникають в палях фундаментів від динамічної складової навантаження для переважної кількості паль знаходяться в діапазоні від 450 кН до 1000 кН (рис 5,б). Проте в периферійних зонах ці напруження досягають вдвічі більших значень. Максимальні зусилля в палях виникають переважно в периферійній та кутовій зонах. Слід відзначити, що виникнення максимальних напружень можливе нижче голови паль, і в даній задачі максимумами розташовувались у верхній третині довжини паль в зоні ПГЕ-4.



а



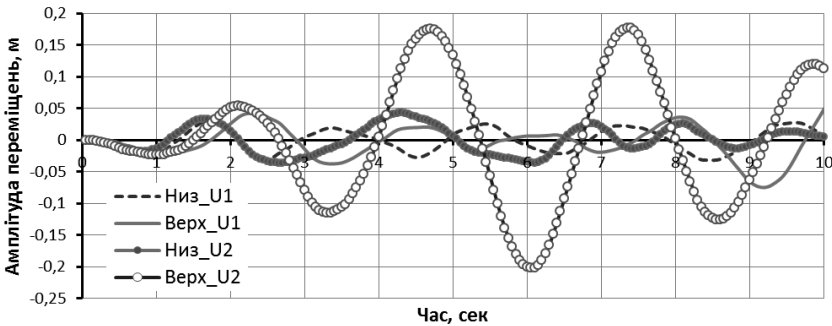
б

Рис. 5. Розподіл огинаючих вертикальних стискаючих напружень до 5-го поверху (а) та в конструкція пального фундаменту (б) при дії акселерограми №1 (aар 11с)

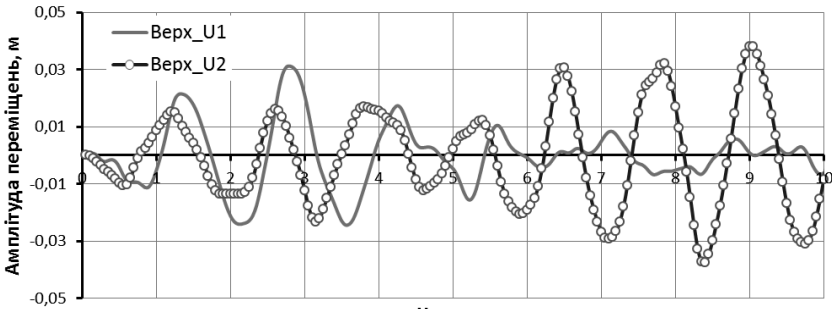
При дії навантаження від акселерограми варіанту 2 (аар 12с) характер коливань будівлі змінився. В напрямку X_1 від початку дії навантаження спостерігаються коливання з амплітудою в межах 5 см, які наприкінці дії акселерограми (9 с) досягають свого максимуму із значенням 6.3 см. Період коливань в цих умовах склав близько $T_{1t}=1.95$ с. Слід зауважити, що при такому навантаженні амплітуда коливань на рівні фундаментів та верху будівлі мають один порядок.

В перпендикулярному напрямку X_2 переміщення носять більш рівномірний характер і мають вдвічі більші значення.

Як видно з рис. 6,а, на 6-й секунді амплітуда коливань у верхній частині будівлі досягає свого максимуму із значенням 20 см, в той час як в рівні фундаменту загальні переміщення не перевищили 3.3 см. Період коливань в цій площині склав $T_{2t}=2.5$ с.



Час, сек
а



Час, сек
б

Рис. 6. Коливання будівлі в напрямках X_1 та X_2 при дії акселерограми №2 (аар 12с)

При використанні спрощеної розрахункової схеми за умов відсутності ґрунтової основи та обмеженні переміщень на рівні фундаментів

застосування таких самих навантажень (Варіант 2 - аар 12с) призводить до принципово інших результатів (рис. 6,б).

Відсутність інерційної та податливої основи в першу чергу значно зменшило амплітуди коливань. Максимальні відхилення верху будівлі в напрямках X_1 та X_2 не перевищили 3 см та 4 см відповідно. Час формування максимальних коливань будівлі також відрізняється від варіанту врахування основи. Частота коливань будівлі підвищилася – періоди коливань в площинах вздовж X_1 та X_2 склали близько $T_{1f}=1.45$ с та $T_{2f}=1$ с.

Результати лінійних та нелінійних розрахунків просторової моделі будівлі при моделюванні ґрунтової основи пружними в'язями. Для порівняння результатів будівля на пальовому фундаменті була розрахована в програмному комплексі "ЛИРА 9.6" [9], яка є комп'ютерною системою для структурного аналізу та проектування.

Розрахункова модель складається з 16 житлових поверхів, має підвальний поверх та поверх з технічними приміщеннями. Динамічні розрахунки виконані у відповідності до вимог ДБН В.1.1-12:2014 [3].

Розрахункова схема, прийнята у вигляді просторової системи, відображає конструктивні рішення розглянутої будівлі та включає стержневі та пластинчаті (оболонкові) скінченні елементи.

Загальна висота від рівня підлоги до рівня верху плити покриття складає 54.4 м.

Стержневі елементи в розрахунковій схемі моделюють роботу колон, оболонкові елементи моделюють роботу діафрагм жорсткості, перекриття та фундаментного ростверку. З'єднання елементів між собою - жорстке.

Загальний вигляд розрахункової схеми представлений на рис. 7.

За проектом в якості фундаменту прийняті монолітні залізобетонні ростверки з бетону С20/25, товщиною 1000 мм на збірних залізобетонних палях перерізом 350x350 мм (рис. 9). Кількість паль, їх довжина від рівня підшви ростверків та заглиблення в шар ПЕ-7 складає відповідно: $n=321$ шт., $L=10.4$ м та $h_{\text{загл.}}=1.2$ м. При розрахунку навантажень на палі крім вертикальних враховувалися і горизонтальні навантаження, що виникають при вітрових та сейсмічних впливах.

Аналіз конструктивного рішення пальового фундаменту показав:

1. Основою пальового фундаменту служить – суглинок, ПЕ-7 з модулем деформації $E = 19$ МПа, $I_L < 0.06$, $e = 0.717$.

2. Під підшовою плитного ростверку передбачена бетонна підготовка товщиною 100 мм.

3. Розрахунок будівлі на пальовому фундаменті виконувався за комплексною схемою «основа – фундамент – наземні конструкції» при сейсмічності площадки 7 балів [10].

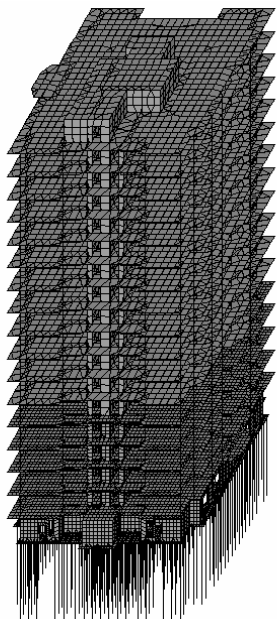


Рис. 7. Комп'ютерна модель будівлі

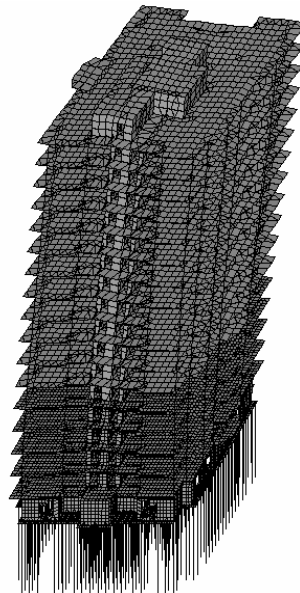


Рис. 8. Перша форма власних коливань будівлі

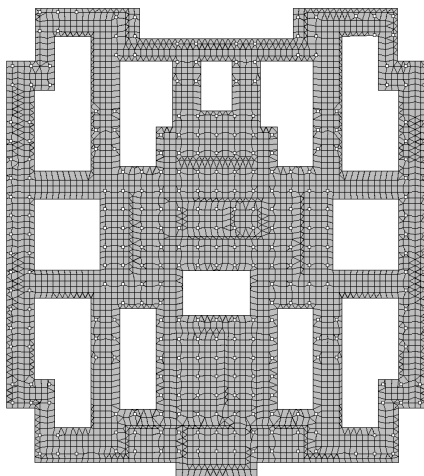


Рис. 9. Схема пальового поля та фундаментного ростверку

При виконанні розрахунків пальових фундаментів прийнята наступна планувальна відмітка ґрунту основи – 40.43 м, що вище рівня дна конювану на 2.73 м. Схема пальового поля представлена рис. 9. Палі моделювалися за допомогою універсальних скінченних елементів КЭ-10 з жорсткістю, характерною для бруса перерізом 35х35 см. Характеристики жорсткості ґрунтової основи по довжині паль моделювалися за допомогою одновузлових скінченних елементів пружних в'язей КЭ-56. Вертикальне навантаження на палі визначалося залежно від комбінацій можливих завантажень.

Розрахунок наземної частини будівлі. При проектуванні будівель в сейсмічних районах повинні бути враховані вимоги, викладені в ДБН [3].

Зокрема, жорсткість будівлі повинна бути такою, щоб перекося поверхів від сейсмічних впливів не перевищували допустимих значень, а для визначення зусиль в несучих елементах конструкцій слід враховувати таку кількість форм власних коливань споруди, при якій сума модальних мас була не меншою за 85% при горизонтальних впливах та не менше 75% при вертикальних впливах.

Модальний аналіз. Тривимірний модель є багатомасовою системою. Маси зосереджені у всіх вузлах розрахункової динамічної моделі будівлі.

Для задоволення вимог ДБН [3] за сумою модальних мас, комп'ютерна модель будівлі повинна бути розрахована з врахуванням перших 10 форм власних коливань. Вищі форми не враховувались оскільки їх вклад складав менше 10%.

В результаті проведених розрахунків отримані динамічні характеристики розглянутої моделі будівлі за формами власних коливань (табл. 3).

Таблиця 3

Динамічні параметри комп'ютерної моделі будівлі

Номер форм коливань	Частота коливань, Гц	Період коливань, с	Сума модальних мас при сейсмічних впливах в завантаженнях, %	
			6	7
1	0.568	1.761	55.545	1.320
2	0.592	1.690	56.940	57.830
3	0.742	1.348	58.466	57.876
4	0.975	1.025	58.467	57.877
5	0.975	1.025	58.467	57.877
6	1.737	0.576	58.467	57.877
7	1.739	0.575	58.467	57.877
8	2.058	0.486	58.467	57.883
9	2.058	0.486	58.467	57.883
10	2.058	0.486	58.467	57.883

Перша форма власних коливань, що являє собою поступальні коливання вздовж осі X , представлена на рис. 8. Друга форма коливань являє собою поступальні коливання вздовж осі Y та третя форма - кручення.

Результати розрахунку системи "основа - фундамент - наземні конструкції" при статичних та динамічних навантаженнях. Статичні та сейсмічні навантаження в розрахунках прийнято у відповідності до вимог діючих в Україні ДБН. Динамічна жорсткість основи визначена за методикою СНиП 2.02.05-87 "Фундаменты машин с динамическими нагрузками".

Приведені нижче результати розрахунків отримані за допомогою програмного комплексу "Лира".

В результаті проведених розрахунків отримані динамічні характеристики розглянутої моделі будівлі за першими десяти формами власних коливань. Розрахункові значення періодів власних коливань будівлі за першою, другою та третьою формами, відповідно, дорівнюють: $T_1 = 1.761 \text{ c}$; $T_2 = 1.69 \text{ c}$; $T_3 = 1.35 \text{ c}$.

Здатність будівлі деформуватися при сейсмічних впливах, що визначається перекосами поверхів, не повинна перевищувати допустимих значень, що залежать від конструктивного рішення. Стосовно розглянутого конструктивного рішення (будівля із залізобетонним каркасом з вертикальними діафрагмами та ядрами жорсткості) при слабкому землетрусі допустиме значення перекоосу при пружних коливаннях дорівнює $1/250$ висоти поверху [3], що при висоті поверху 3 м складає $3000/250 = 12 \text{ мм}$.

Максимальні розрахункові горизонтальні переміщення верху будівлі при сейсмічних навантаженнях, визначених за спектральним методом [3] при інтенсивності 8 балів (проектний земетрус), дорівнюють:

- при сейсмічному впливі вздовж осі X - 166.3 мм ;
- при сейсмічному впливі вздовж осі Y - 41.8 мм .

Максимальні значення перекосів поверхів складають - $1/253$ висоти поверху, що не перевищує допустиме значення, що дорівнює $1/250$.

За результатами експериментальних статичних та динамічних досліджень стін будівлі встановлено, що для виключення крихкого руйнування конструкцій, що споруджуються в сейсмічних районах, їх армування не повинно перевищувати 4%. Підбір арматури на основні сполучення навантажень здійснювався як за першим, так і за другим (з врахуванням обмежень за шириною розкриття тріщин) граничним станом, а при розрахунку на особливе сполучення навантажень - тільки за першим граничним станом, оскільки розрахунок на сейсмічні впливи за спектральним методом [3] допускає можливість утворення пошкоджень

конструкції, які не призводять до їх руйнування. При розрахунках сейсмічних навантажень коефіцієнт K_1 був прийнятий 0.3.

Результати розрахунку нелінійних переміщень будівлі. Максимальні горизонтальні переміщення поверхів будівлі були визначені за результатами розрахунку просторової моделі будівлі з врахуванням фізичної нелінійності бетону та арматури при одночасній дії вертикальних статичних та сейсмічних навантажень. Застосовувався алгоритм розрахунку просторових непружних моделей будівель на основі методу спектру несучої здатності (СНЗ), який дозволяє визначити стан будівельних конструкцій при сейсмічних впливах різної інтенсивності. Даний підхід рекомендується нормами України [3], Єврокодом 8 та кодом АТС-40 (США).

Для визначення нелінійної динамічної реакції будівлі при сейсмічних впливах інтенсивністю 8 балів був розрахований СНЗ, наведений на рис. 10. Точка перетину графіку СНЗ та спектру сейсмічного впливу " S_a-S_d " є прогнозованим максимальним горизонтальним переміщенням будівлі на відмітці 36.00 м, де коефіцієнт першої форми η дорівнює одиниці. Отримане розрахункове нелінійне переміщення верху будівлі (відм. 48.00 м) дозволяє зробити висновок, що ширину антисейсмічного шва між секціями будівлі слід прийняти не менше 0.9 м.

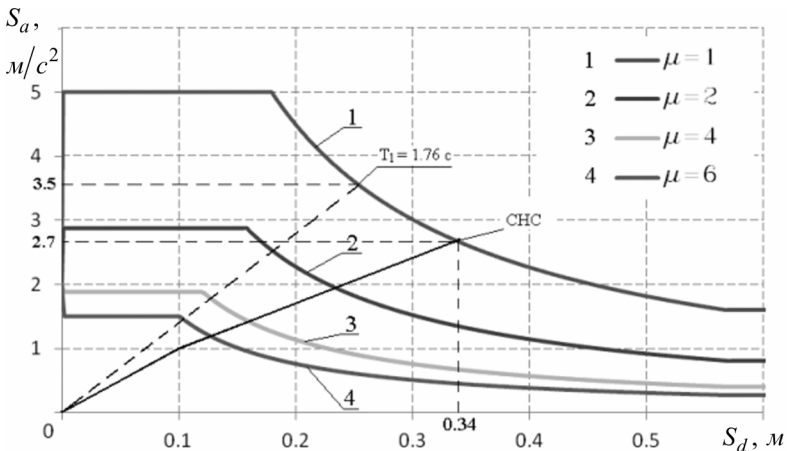


Рис. 10. До визначення нелінійних переміщень будівлі при сейсмічних впливах 8 балів

Висновки. Таким чином аналіз сейсмограм коливань в зоні фундаментів та конструкцій верхнього перекриття дозволяє зробити наступні висновки:

1. Розрахунки впливу сейсмічних навантажень на конструкції будівель слід проводити для системи "основа – фундамент – будівля". Нехтування інерційною податливою основою призводить до значного викривлення результуючого напружено-деформованого стану. Для розглянутої будівлі амплітуда коливань зменшилась до 8 раз, а частота збільшилась більш ніж вдвічі.

2. Частоти власних коливань за першою формою при використанні двох просторових моделей (грунт 3D CE та пружні в'язі) відрізняються суттєво (до 1,6 рази).

3. Максимальні розрахункові горизонтальні амплітуди коливань у верхній частині будівлі досягають 20 см при розрахунках пружної просторової моделі (впливи акселерограм інтенсивністю 8 балів). За результатами розрахунків нелінійної моделі з використанням методики норм [3] амплітуди горизонтальних коливань досягають 34 см (при 8 балах).

4. Зусилля, що виникають в палях фундаментів від сейсмічної складової, мають найбільші значення у зонах по периметру будівлі.

5. Максимальні вертикальні зусилля в частині паль периферійної зони розташовані нижче голови паль і знаходяться у верхній третині довжини паль.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. *Бойко І.П., Сахаров В.О., Сахаров С.О.* Дослідження динамічних властивостей конструкцій системи «основа – фундамент – надземні конструкції» // Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. – К.: КНУБА, 2006. – Вип. 30.
2. *Boyo L, Sakharov O., Nemchyrov Yu.* The peculiarities of stress-strain state at interaction of high-rise buildings and structures with the base // Proc. of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Millpress, 2005, vol.2 – p. 1447-1449.
3. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 110 с.
4. *Немчинов Ю.И., Марьенков Н.Г. и др.* Проектирование зданий с заданным уровнем обеспечения сейсмостойкости (с учетом рекомендаций Еврокода 8, международных стандартов и требований ДБН). // Будівельні конструкції: зб. наук. пр. – К.: НДІБК, 2012. - Вип. 76. - С. 8-60.
5. *Бойко І.П., Сахаров В.О.* Дослідження взаємодії багатопверхових будівель як елементів системи «основа – фундамент – надземні конструкції» при статичних та динамічних навантаженнях. / Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві: науково-технічний збірник. – Вінниця. – УНІВЕРСУМ-Вінниця. – 2009. с. 53-59.
6. *Бирбраер А.Н.* Расчет конструкций на сейсмостойкость. - СПб.: Наука, 1998.-255 с.
7. *Lysmer J., Kuhlemeyer R.L.* Finite Dynamic Model for Infinite Media, Jour. Of the Eng. Mech. Div. Proc. of the ASCE, v.95, N4, 1969.
8. *Метод конечных элементов в механике твердых тел. / Под редакцией А.С. Сахарова, И. Альтенбаха* – К.: Вища школа, 1982; Лейпциг: ФЭБ Файхбухферлаг, 1982. – 80 с.

9. ПК "Лира", версия 9.4. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций. Справочно-теоретическое пособие под ред. академика АИН Украины А.С. Городецкого. – Киев – М.: 2003. – 464 с.
10. Отчет по теме: «Определение сейсмической опасности строительной площадки по адресу: Одесская область, Овидиопольский район, Таировский сельсовет, возле ЖМ «Ульяновка» с. Мизикевича (строительный адрес ЖМ «Радужный-1») по данным сейсмического районирования и генерирования расчетных акселерограмм». – ИГФ НАНУ: Киев-Одесса, 2013 г. – 89 с.
11. *Марьенков Н. Г.* Экспериментально-теоретические методы оценки сейсмостойкости зданий. – Дис. ... доктора техн. наук. – Одесса: 2013.- 352 с.

REFERENCES

1. *Boyko I., Sakharov V., Sakharov S.* Investigation of dynamic properties of structures of the system "base - foundation - overground constructions" // Bases and foundations: Interdepartmental scientific and technical collection. - K.: NIISK, 2006. - Vol. 30.
2. *Boyko I., Sakharov O., Nemchynov Yu.* The peculiarities of stress-strain state at interaction of high-rise buildings and structures with the base // Proc. of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Millpress, 2005, vol.2 – p. 1447-1449.
3. DBN V.1.1-12:2006. Construction in seismic regions of Ukraine. - K.: Ukraine Ministry of Construction, 2006.
4. *Nemchinov Yu, Maryenkov N. and others.* Building design with a given level of seismic resistance (with the recommendations of Eurocode 8 , international standards and requirements DBN) . // Building constructions: Collection of scientific papers. - K.: NIISK, 2008. - Vol. 76. - P. 8-60.
5. *Boyko I., Sakharov V.* Interaction of multi-storey buildings as elements of the system "base - foundation - overground constructions" under static and dynamic loads. / Modern technologies, materials and structures in construction, scientific and technical collection. - Vinnytsia. - Universum-Vinnytsia . - 2009. 128p, 53-59 .
6. *Birbraer A.* Structure analysis of seismic stability. - SPb., Nauka, - 1998. 255p.
7. *Lysmer J., Kuhlemeyer R.L.* Finite Dynamic Model for Infinite Media, Jour. Of the Eng. Mech. Div. Proc. of the ASCE, v.95, N4, 1969.
8. The finite elements method in the mechanics of solids. / Edited by A. Sakharov, I. Altenbah - K.: Vishcha Shkola, 1982; Leipzig: VEB Fayhbuhferlag, 1982. - 80p.
9. ПК "Лира", версия 9.4. Program complex for calculation and design of structures. Reference theoretical manual ed. by academician AES of Ukraine A. Gorodetsky. - Kiev - M.: 2003. - 464s.
10. Report on the theme: "The definition of seismic hazard of the construction site at the following address: Odessa region, Ovidiopol district , village council Tairovsky near HE "Ulyanovka" village Mizikevicha (building address HE "Raduzhnyj-1") according to the seismic zoning and generating calculated accelerograms". - Kiev-Odessa, 2013 - 89p.
11. *Maryenkov N.* Experimental and theoretical methods for evaluating earthquake resistance of buildings: Thesis ... dr. of tech. sciences. - Odessa: 2013. - 352 p.

Maryenkov M.G., Bogdan D.V., Sakharov V.O.

EVALUATION OF STRESS-STRAIN STATE OF CONSTRUCTION STRUCTURES UNDER SEISMIC LOADS EXPOSURE

The results of spatial interaction evaluation of the elements in the "basis - foundation - structure" system under seismic loads exposure were presented in this paper. The oscillation damping processes in the ground and engineering constructions were taken into account. Calculations of the structure on pile foundation and comparison of the results from the first form of natural vibrations were conducted. The comparison of the oscillation amplitudes of the construction under elastic and non-linear deformations was made.

Keywords: dirt basis, foundation , deformation , stress, amplitude, seismic loads , modeling, oscillation damping.

Марьянков Н.Г., Богдан Д.В., Сахаров В.А.

ОЦЕНКА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЯ ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ СЕЙСМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК

В статье приведены результаты оценки пространственного взаимодействия элементов системы «основание – фундамент – верхнее строение» при воздействии сейсмических нагрузок. Учтены процессы затухания колебаний в грунте и конструкциях здания. Проведены расчеты строения на свайном основании и сравнения результатов по первой форме собственных колебаний. Сделано сравнение амплитуд колебаний конструкции при упругих и нелинейных деформациях.

Ключевые слова: грунтовое основание, фундамент, деформации, напряжения, амплитуда, сейсмические нагрузки, моделирование, затухание колебаний.