

У роботі приведено результати поведінки комплексу багатоповерхових будівель в умовах сейсмічних навантажень з урахуванням нелінійного деформування ґрунтів основи та фундаментів. Моделювання проводилося на базі модифікованого явного методу із застосуванням спектральних суперелементів. Розкрито моделі поведінки середовищ. Показано вплив врахування незворотних деформацій на характер деформацій конструкцій. Проаналізовано та виявлено особливості коливань будівель

Ключові слова: сейсміка, нелінійне деформування, пряме інтегрування в часі, спектральний суперелемент, АСНД «VESNA-DYN»

В работе приведены результаты исследования поведения комплекса многоэтажных зданий в условиях сейсмических нагрузок с учетом нелинейного деформирования грунтов основания и фундаментов. Моделирование проводилось на базе модифицированного явного метода с применением спектральных суперэлементов. Раскрыты модели поведения сред. Показано влияние учета необратимых деформаций на характер деформирования конструкций. Проанализированы и выявлены особенности колебаний зданий

Ключевые слова: сейсмика, нелинейное деформирование, прямое интегрирование во времени, спектральный суперэлемент, АСНД «VESNA-DYN»

УДК 624.15 + 624.042.7

DOI: 10.15587/1729-4061.2015.40026

ДОСЛІДЖЕННЯ ДИНАМІЧНОЇ ПОВЕДІНКИ БУДІВЕЛЬ ПРИ НЕЛІНІЙНОМУ ДЕФОРМУВАННІ ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТІВ

В. О. Сахаров

Кандидат технічних наук, доцент
Кафедра основ і фундаментів
Київський національний університет
будівництва і архітектури
пр. Повітрофлотський, 31, м. Київ,
Україна, 03680
E-mail: vladland@gmail.com

1. Вступ

Сучасний рівень проектування багатоповерхових будівель і споруд в сейсмічно небезпечних умовах вимагає детального аналізу динамічної поведінки конструкцій. Цей багатofакторний аналіз на сьогодні проводиться засобами чисельного моделювання. Підвищення рівня комп'ютерних технологій та розвиток методів чисельного аналізу дозволяє розв'язувати надскладні задачі динаміки на персональних комп'ютерах, що призвело до можливості переведення інженерних розрахунків на новий рівень. Складність досліджень полягає не тільки у багаторазовому вирішенні системи рівнянь великого порядку, але й у виявленні переважаючих властивостей середовищ, що визначають поведінку будівель, та призначенні адекватних моделей, параметри яких можуть бути наповнені коректними вихідними даними матеріалів. В процесі будівництва одним із найскладніших елементів є фундаменти, стан яких в процесі експлуатації будівлі практично неможливо оцінити в повній мірі. Тому на етапі проектування конструкціям фундаментів приділяється особлива увага.

2. Аналіз літературних даних і постановка проблеми

При моделюванні динамічної взаємодії будівель і споруд з основою одним із проблемних питань є врахування процесів згасання коливань в ґрунтах і кон-

струкціях. Втрати енергії в цих середовищах мають різну природу, характер і значно відрізняються по значенням. Використання в'язко-пружних моделей поведінки з відповідними параметрами згасання для різноманітних середовищ дозволяють вирішувати такі проблеми лише частково. Наприклад, при ігноруванні пластичних деформацій ґрунту неможливо оцінити вплив осідання і положення конструкцій в процесі та після динамічного навантаження. Накопичення локальних пошкоджень в конструкціях впливають на жорсткість будівлі, що може призвести до зміни взаємодії. Для висотних будівель найбільш відповідальною частиною є фундамент, який часто виконується у вигляді паль, об'єднаних ростверком. Через дію сейсмічних навантажень та значну інерційність будівлі в палях можуть накопичуватись такі пошкодження, які впливають на характер деформування конструкції в цілому. Сусідні будівлі за рахунок взаємодії також вносять зміни у поведінку конструкцій, що може призводити до змін у коливаннях конструкцій.

Сучасні постановки задач в умовах сейсмічних навантажень потребують вирішення систем рівнянь високого порядку. Зважаючи на високу складність задач даного класу в більшості інженерних розрахунків досі використовуються спрощені спектральні методи [1], а також моделі середовищ, які не в достатній мірі враховують властивості середовищ. В роботах багатьох авторів неодноразово зазначалось, що при динамічній взаємодії будівель з основою важливим моментом є врахування зовнішніх та внутрішніх втрат

енергії коливань [2, 3]. Згасання коливань для ґрунту та конструкцій значно відрізняється по природі та кількісним показником, врахування яких можливе лише при застосуванні прямих динамічних методів [1]. Найбільш повна інформація про розподіл НДС в елементах системи «основа – фундамент – будівля» отримується тільки при використанні прямих динамічних методів по неявній або явній схемі інтегрування [4]. Для зменшення кількості невідомих та врахування нелінійних властивостей ґрунтової основи застосовують методи динамічної редукції [1] з використанням підконструкцій [5] або суперелементної технології [6, 7]. В роботі [8] на базі аналізу різних методів редукції перевага віддавалась методу Крейга-Бемптона [9].

В роботах багатьох вчених [10–12] на базі експериментальних та чисельних досліджень зазначається, що взаємодія конструкцій з основою носить нелінійний характер. А використання для основи концепції еквівалентного лінійного аналізу є тільки грубим наближенням [12]. При цьому в процесі моделювання з метою зменшення кількості нелінійних елементів автор допускає використання в'язко-пружних моделей в нижніх шарах ґрунту [11]. З іншого боку у випадку задач з високим рівнем нелінійності доцільно використовувати явні методи, де врахування нелінійних процесів не принципово впливає на час розв'язку. Для більшості геотехнічних задач, що мають в складі неоднорідні середовища в [13, 14] запропонована методика, яка дозволяє досліджувати поведінку конструкцій при сейсмічних навантаженнях з урахуванням нелінійних властивостей середовищ.

3. Мета і задачі дослідження

Метою даної роботи є дослідження поведінки комплексу висотних будівель в умовах сейсмічних навантажень з урахуванням нелінійного деформування ґрунтів основи та фундаментних конструкцій. Аналіз впливу пластичних деформацій на коливання будівель, а також оцінка стану фундаментів після сейсмічних навантажень.

Беручи до уваги особливості поведінки середовищ для досягнення поставленої мети необхідно вирішити наступні задачі:

- розробити та реалізувати моделі нелінійної поведінки ґрунтової основи та матеріалів конструкцій фундаментів;
- розробити скінченно-елементну модель (СЕМ) дослідної багатосекційної забудови як системи «основа – фундамент – будівля» із застосуванням суперелементної технології для редукції системи рівнянь;
- провести моделювання взаємодії конструкцій будівель з основою при сейсмічних навантаженнях в умовах в'язко-пружного та нелінійного деформування середовищ;
- виявити особливості деформування будівель в умовах нелінійної роботи конструкцій та основи при сейсмічних навантаженнях.

4. Дослідження поведінки багатосекційної забудови

Для аналізу особливостей поведінки будівель при сейсмічних навантаженнях було досліджено ком-

плексну висотну забудову в складі системи «основа – фундамент – будівля» запропонованої на базі реальної ситуації в сейсмічно небезпечному районі м. Одеси. Запропонований комплекс складається із трьох каркасно-монолітних будівель різної поверховості (24, 18 та 12 поверхів), які побудовані на пальових фундаментах. Ділянка навколо будинків разом із підвальними поверхами складає підземний паркінг, який розділений деформаційними швами. В даному дослідженні вважалось, що оточуючі конструкції паркінгу не мають принципового впливу на конструкції будинку і при динамічному аналізі участі не приймали.

Геологічна ситуація представлена шарами суглинків ($E=18...30$ МПа, $\rho=1.89...1.95$ г/см³, $c=10...25$ кПа, $\phi=13...20$), глин ($E=28...30$ МПа, $\rho=1.95...1.98$ г/см³, $c=35...53$ кПа, $\phi=18...19$), та вапняку ($E=37...75$ МПа, $\rho=2.0...2.2$ г/см³, $c=60...140$ кПа, $\phi=30...35$).

Несучими конструкціями надземних частин будинків є стіни ліфтової шахти та сходової клітини ($b=300$ мм), пілони ($b=400...600$ мм) і колони (600 ммх 600 мм), з'єднані перекриттями ($h=220$ мм). Фундаменти склалися із залізобетонних бурових паль, об'єднаних ростверками, товщиною 1 м. Для забезпечення перерозподілу зусиль в процесі сейсмічного навантаження ростверки з'єднані монолітними залізобетонними балками висотою 0.5 м.

В якості сейсмічного навантаження було використано врівноважений фрагмент нормативної трьохкомпонентної акселерограми № 8 тривалістю 15 с та 5 с вільних коливань. Такий підхід дозволяє проаналізувати поведінку будівель під час та після закінчення дії активного навантаження.

Моделювання проводилось у нелінійній постановці засобами автоматизованої системи наукових досліджень «VESNA-DYN». Розрахунки проводились по явному методу центральних різниць із дискретним кроком по просторовим координатам, який має підвищену ефективність при розв'язку неоднорідних систем [14]. Створена СЕМ мала систему алгебраїчних рівнянь з 1505383 невідомими і представлена на рис. 1, а. Підібрана щільність сітки СЕ дозволяє отримати інформацію про деформування несучих конструкцій будинків, а також врахувати взаємовплив між секціями.

Розміри розрахункового ґрунтового масиву склали 125х107 м в плані та 56 м по глибині. Для оцінки реальної поведінки будівель ґрунтовий масив розглядався як об'ємне нелінійно-в'язко-пружно-пластичне тіло з характеристиками у відповідності до нашарування ґрунтів основи з використанням динамічної моделі [13]. По бічним площинам ґрунтового масиву передбачені в'язкі опори граничного демпфування Лізмера [15]. Надземні несучі конструкції будинків розглядались, як в'язко-пружні тіла. Внутрішні втрати енергії враховувались по моделі Релея через декремент коливань, який для конструкцій прийнято $\delta=0,3$ [1]. Для дослідження особливостей взаємодії будинків з основою палі розглядались з урахуванням нелінійної роботи залізобетону і можливістю виникнення локальних пошкоджень. Запроектовані палі склалися із бетонного стовпа діаметром 620 мм, довжиною 12 м та арматурного каркасу на повну довжину паль із 8-ми стрижнів діаметром 18 мм.

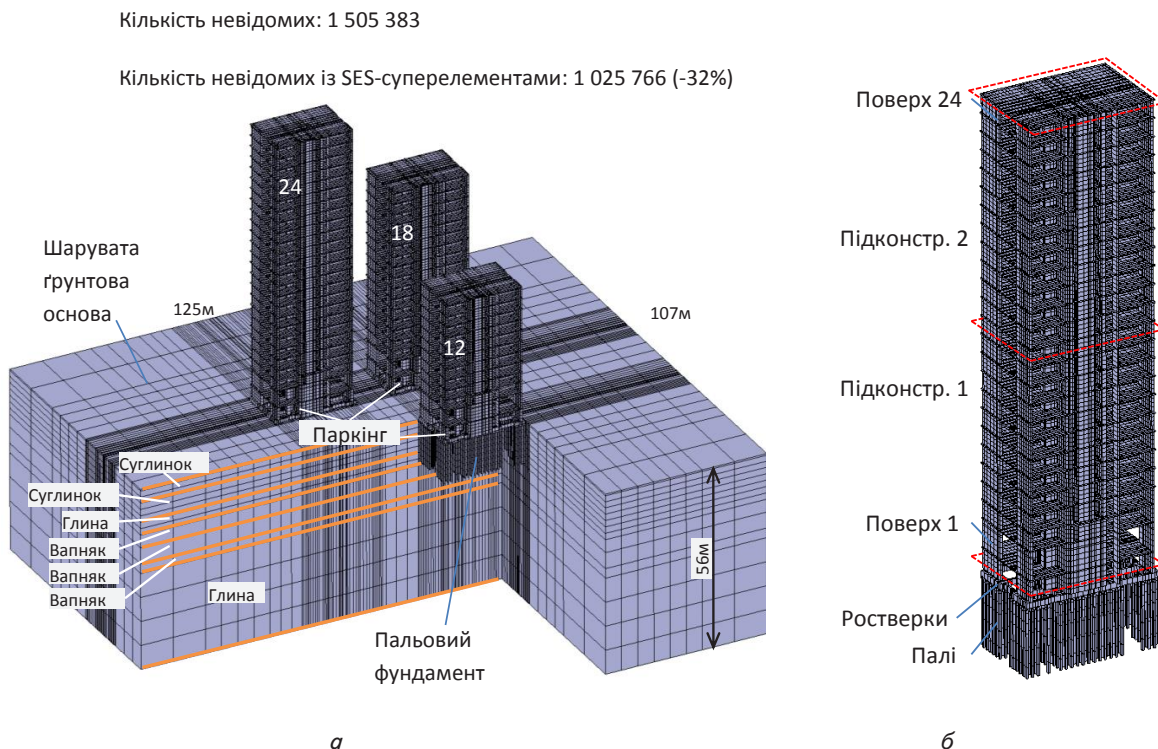


Рис. 1. Розрахункова схема для дослідження: а – скінченно-елементна модель; б – розташування підконструкцій для спектральних суперелементів

В даній роботі для підвищення ефективності розв'язку задачі для конструкцій будинків була проведена динамічна редукція на базі створення спектральних суперелементів (при $k_z=0$) [7]. Для висотної 24-поверхової секції 1 в будинку виділялись дві підконструкції, обмежені перерізами по стінам і колонам, позначеними пунктиром (рис. 1, б). Несучі конструкції підвальної та перших дванадцяти поверхів усіх секцій мають однакове розташування. Це дозволило використовувати суперелемент підконструкції 1 для всіх будівель без повторного спектрального аналізу. Кількість власних форм, використаних при редукції, обмежувалась власними частотами до 30 Гц і для підконструкції 1 налічувала 321 форму. Застосування суперелементної технології дозволило зменшити кількість динамічних ступенів свободи. Отримана суперконструкція налічувала 1025766 невідомих, що на 32 % менше ніж для базової постановки.

4. 1. Модель ґрунтової основи

В процесі сейсмічного деформування ґрунт може отримувати нелінійно-пружні та незворотні деформації, які мають різну природу утворення [6]. Ступінь вкладу кожної із складових залежить від конкретних властивостей ґрунту та зовнішнього навантаження. В даній роботі для описання поведінки ґрунтової основи використана модель, яка враховує ефекти пов'язані зі структурною міцністю при стисненні та розтягу, процеси пластичної зміни об'єму та форми, поставлених в залежність від в'язкості, яка залежить від швидкості деформацій та переміщень [13]. Всі параметри моделі можуть бути визначені по відомим методикам.

Після порушення структурної міцності серед незворотних деформацій розрізняються деформації

зміни форми та об'єму. Останні можуть виникати раніше зсуву, через що називаються «дограничною пластичністю». Зміна об'єму, в першу чергу, пов'язана з ущільненням, і в даній роботі визначалась по теорії Терцагі. Граничний стан для зсуву описувався комбінованою поверхнею модифікованого критерію Мізеса-Шлейхера-Боткіна в залежності від виду напруженого стану (параметра Лоде-Надаї). Процеси, пов'язані із дилатанцією, описуються теорією Ніколаєвського. При високих швидкостях деформацій, що характерно при сейсмічних навантаженнях, ґрунт поводиться як нелінійне в'язко-пружне тіло. Параметри динамічної в'язкості призначались по рекомендаціям [1].

Врахування таких процесів дозволяє адекватно описати поведінку ґрунтового масиву при взаємодії елементів системи «основа – фундамент – будівля» при сейсмічних навантаженнях [13].

4. 2. Модель залізобетонних палей

Залізобетон, як правило, представляється двокомпонентним середовищем, в якому взаємодіє арматура з бетоном при умові спільної деформації, але різних властивостей матеріалів. Рівняння стану для арматури визначається традиційно шляхом безпосередніх випробувань або на основі довідкових даних. Щодо бетону, то при формуванні рівнянь стану треба враховувати, що деформування і руйнування бетону – складний процес, який залежить від багатьох факторів, пов'язаних із властивостями самого матеріалу, особливостями навантаження та умов роботи конструкцій. В зв'язку з цим, незважаючи на велику кількість існуючих моделей, які описують процеси, що відбуваються на мікрорівні, не вдається побудувати єдину модель, яка адекватно відображає деформування бетону на всіх етапах роботи

конструкцій. Тому вибір моделі тісно пов'язаний з особливостями поведінки досліджуваних конструкцій як при статичних, так і при динамічних навантаженнях.

До теорій деформування бетону, що набули широкого застосування при розв'язанні практичних задач, відносяться феноменологічні, в основу яких покладена гіпотеза про існування в осях головних напружень граничної поверхні. Якщо напруження відповідають точці в середині області, обмеженої граничною поверхнею, то матеріал може діставати пружні, пружно-пластичні деформації та деформації, пов'язані з утворенням зон мікротріщин або інших пошкоджень, залишаючись при цьому на макро рівні суцільним матеріалом. При перетині поверхні накопичені мікропошкодження перетворюються в макротріщини відриву, або утворюється зона роздавлювання, де матеріал вже не може сприймати навантаження.

В процесі експлуатації в залізобетонних конструкціях під дією статичних та динамічних навантажень виникають напруження, які врівноважують зовнішні сили і супроводжуються зворотними пружними і незворотними пластичними деформаціями. Тому для отримання замкнутої системи рівнянь необхідно сформулювати співвідношення між напруженнями і деформаціями, які враховують нелінійні фізико-механічні властивості залізобетону.

Оскільки залізобетон містить у своєму складі такі різні за своїми властивостями матеріали як сталева арматура та бетон, то доцільно розглядати роботу їх окремо в умовах спільної деформації. Арматура, як правило, являє собою стрижні періодичного профілю, які в звичайних умовах сприймають поздовжні сили, що передаються через бетон, а при розтріскуванні бетону ще й частково сприймають поперечні сили, створюючи нагельний ефект. Для формулювання залежності між напруженнями і деформаціями безпосередньо використовуються діаграми розтягу арматурних зразків, або в спрощеному варіанті у вигляді діаграми Прандтля. Опір арматури поперечним деформаціям в рамках нагельного ефекту визначається на основі відповідних випробувань, або з допомогою емпіричних залежностей.

В даній роботі враховуються особливості нелінійної деформації палі, як позацентрово навантажених залізобетонних стрижневих елементів, в яких виникають поздовжні зусилля та згинаючі моменти. Для залізобетонних стрижневих елементів, приймаються наступні передумови:

- поперечні перерізи залізобетонної палі-стрижня в процесі деформації залишаються плоскими;
- напружено-деформований стан бетону і арматури розглядається окремо при умові їх спільної деформації;
- арматура сприймає тільки поздовжні навантаження, а пружно-пластичні властивості арматури представляються діаграмою Прандтля (рис. 2, в);
- бетон знаходиться в одновісному напруженому стані і його пружно-пластичні властивості можуть бути представлені деформаційною теорією пластичності на основі чотирьох гілкової діаграми (рис. 2, б) випробування;
- тріщини в бетоні утворюються і розвиваються по перпендикулярним до вісі стрижня площинах, і враховуються як знеміцнення матеріалу.

Прийнято, що переріз залізобетонного стрижня є квадратним із стороною b . При реалізації передбачено

симетричне армування з двох груп стрижнів, які розташовані в кутах (№ 1) та по середині сторін перерізу (№ 2) (рис. 2, а).

Направимо вісі декартових координат x^1 та x^2 з центру поперечного перерізу вздовж його сторін, а x^3 вздовж осі залізобетонного стрижня. Відстань арматури від центру перерізу палі позначимо h_a (вздовж координат), а площу перерізу – відповідно F_{a1} та F_{a2} . Оскільки при позацентрованому стисненні напружений стан палі є одновісним, то всі напруження, крім нормальних напружень σ^{33} , приймаються рівними нулю. У відповідності до закону Гука нормальне напруження $\sigma = \sigma^{33}$ визначається через поздовжню деформацію ϵ :

$$\sigma = E\epsilon. \tag{1}$$

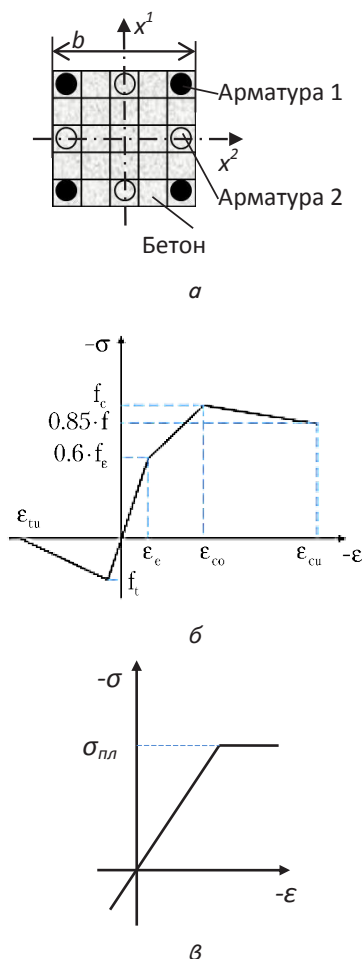


Рис. 2. Особливості розробленого СЕ залізобетонної палі: а – переріз СЕ (5x5 точок інтегрування); б – діаграма роботи бетону; в – діаграма роботи арматури

У випадку пружно пластичної роботи матеріалу згідно деформаційної теорії пластичності формула (1) залишається справедливою при умові, якщо модуль стає змінною величиною, яка залежить від рівня деформації $E = E(\epsilon)$. Приймаючи до уваги гіпотезу плоских перерізів деформація в перерізі палі ϵ може бути представлена лінійною залежністю від координат:

$$\epsilon = \epsilon_0 + \chi_1 x^1 + \chi_2 x^2, \tag{2}$$

де $\epsilon_0 = (\epsilon)_{x^1=x^2=0}$ – поздовжня деформація в центрі поперечного перерізу стрижня; χ_1, χ_2 – деформації згину, які характеризують кривизну осі стрижня від згину в площинах x^1x^3 та x^2x^3 і дорівнюють:

$$\chi_1 = \left(\frac{\partial \epsilon}{\partial x^1} \right)_{x^1=x^2=0}, \chi_2 = \left(\frac{\partial \epsilon}{\partial x^2} \right)_{x^1=x^2=0}. \quad (3)$$

Напружений стан позацентрово-навантаженого стрижня зазвичай доцільно представляти через поздовжнє зусилля N:

$$N = \int_{-b/2}^{b/2} \int_{-b/2}^{b/2} \sigma dx^1 dx^2 \quad (4)$$

та згинаючі моменти M_1 та M_2 :

$$M_1 = \int_{-b/2}^{b/2} \int_{-b/2}^{b/2} \sigma x^1 dx^1 dx^2, M_2 = \int_{-b/2}^{b/2} \int_{-b/2}^{b/2} \sigma x^2 dx^1 dx^2. \quad (5)$$

де σ – еквівалентне сумарне напруження залізобетону.

З урахуванням дискретного розташування арматури в залізобетонному стрижні загальні зусилля і моменти представляються через складові арматури і бетону:

$$N = N_a + N_b, \quad M_i = M_{ia} + M_{ib} \quad (i=1,2). \quad (6)$$

Для прийнятого варіанту армування зусилля, що сприймаються арматурою, з урахуванням (2)–(5) в межах пружності матеріалу мають вигляд:

$$N_a = 4(E_a F_{a1} + E_a F_{a2}) \epsilon_0, \\ M_{ia} = 2(h_a)^2 (2E_a F_{a1} + E_a F_{a2}) \chi_i \quad (i=1,2). \quad (7)$$

У випадку нелінійної роботи арматури для кожного k-го стрижня, який в поперечному перерізі має координати x_k^1 та x_k^2 , визначається деформація ϵ^k і модуль E_a^k . Тоді зусилля арматурних стрижнів N_a^k знаходяться за формулою:

$$N_a^k = E_a^k F_a^k \epsilon^k, \quad (8)$$

де $\epsilon^k = \epsilon_0 + \chi_1 x_k^1 + \chi_2 x_k^2$, $E_a^k = E_a(\epsilon^k)$ – січний модуль пружності арматури, який визначається з діаграми (рис. 2, б).

На основі N_a^k можна підрахувати сумарне зусилля і моменти M_{ia} , що сприймаються арматурою:

$$N_a = \sum_{k=1}^8 N_a^k, \quad M_{ia} = \sum_{k=1}^8 N_a^k x_k^i \quad (i=1,2). \quad (9)$$

В загальному випадку зусилля в бетоні визначається на основі співвідношень (1)–(4):

$$N_b = \int_{-b/2}^{b/2} \int_{-b/2}^{b/2} \sigma dx^1 dx^2 = \int_{-b/2}^{b/2} \int_{-b/2}^{b/2} E(\epsilon) \epsilon dx^1 dx^2 = \\ = \epsilon_0 \int_{-b/2}^{b/2} \int_{-b/2}^{b/2} E(\epsilon) dx^1 dx^2 + \chi_1 \int_{-b/2}^{b/2} \int_{-b/2}^{b/2} E(\epsilon) x^1 dx^1 dx^2 + \chi_2 \int_{-b/2}^{b/2} \int_{-b/2}^{b/2} E(\epsilon) x^2 dx^1 dx^2, \quad (10)$$

де $\sigma = E(\epsilon)\epsilon$.

На початковому етапі при пружній роботі бетону ($E_b = \text{const}$) вираз (10) суттєво спрощується:

$$N_b = E_a \epsilon_0 (b)^2. \quad (11)$$

Аналогічно отримуються вирази для згинаючих моментів M_{ib} в бетоні:

$$M_{ib} = \int_{-b/2}^{b/2} \int_{-b/2}^{b/2} \sigma x^i dx^1 dx^2 = \int_{-b/2}^{b/2} \int_{-b/2}^{b/2} E_b \epsilon x^i dx^1 dx^2 = \\ = \epsilon_0 \int_{-b/2}^{b/2} \int_{-b/2}^{b/2} E_b x^i dx^1 dx^2 + \chi_1 \int_{-b/2}^{b/2} \int_{-b/2}^{b/2} E_b \epsilon x^i x^1 dx^1 dx^2 + \\ + \chi_2 \int_{-b/2}^{b/2} \int_{-b/2}^{b/2} E_b \epsilon x^i x^2 dx^1 dx^2.$$

У випадку пружної роботи бетону при сталому модулі E_b співвідношення (12) також значно спрощується:

$$M_{ib} = E_b \chi_i (b)^4 / 12. \quad (13)$$

При розв'язанні задач динаміки інтегрування в виразах (10) та (12) виконується чисельно з використанням формули Сімпсона. При цьому процес визначення зусиль і згинаючих моментів по заданим деформаціям складається з наступних етапів:

1. По формулі (2) визначаються деформації арматурних стрижнів.

2. Обчислюються зусилля N_a і моменти M_{ia} , що сприймаються арматурою: якщо величини деформацій всіх стрижнів знаходяться в межах їх пружної роботи, то використовуються формули (7), інакше – формули (8), (9).

3. В точках чисельного інтегрування по Сімпсону на основі формули (2) визначаються деформації бетону.

4. За допомогою діаграми роботи бетону при одновісному напруженому стані (рис. 2, б) в точках інтегрування визначаються січні модулі E_b .

5. В залежності від значень модулів E_b обчислюються зусилля N_b і моменти M_{ib} : по формулам (11), (13), коли всі модулі дорівнюють початковому модулю пружності бетону або за допомогою формул (10), (12) з розрахунком інтегралів по квадратурним формулам Сімпсона. Для моделювання паль кількість точок інтегрування прийнята 7x7.

5. Результати досліджень

Розрахунки проводились засобами АСНД «VESNA-DYN» по модифікованому явному методу з дискретним кроком по просторовим координатам [14].

Чисельні дослідження показали, що при дії сейсмічних навантажень динамічна поведінка різних будівель відріз-

няється. Починаючи з другої секунди у переміщеннях верху будівель спостерігалась значна розбіжність у коливаннях. В поздовжньому напрямку X_1 , де амплітуда була максимальною, значення переміщень для 24-х та 18-ти поверхових секцій сягала (на 8-й-10с) 20 см та 50 см (рис. 3), а для малоповерхової секції – 47 см (на 14 с). В поперечному напрямку амплітуди були менші більш ніж в два рази. При однаковому навантаженні будівлі мали ділянки коливань із протилежними фазами. Секції із меншою висотою мають більший період коливань. Так 24-х поверхова будівля, яка за рахунок висоти є більш гнучкою, мала коливання із періодами, що в 1,5–2 рази перевищує сусідні секції. Дослідження показали, що врахування лише в'язко-пружних деформацій призводить до іншого процесу деформування. Як видно із графіка амплітуди відхилень верху середньої секції на деяких ділянках завищені майже вдвічі і сягають 80 см. Для висотної секції крім амплітуд спостерігається відмінність у частоті, що наприкінці навантаження призводить до якісної зміни коливань у часі. Тобто ґрунт має значний вплив на коливання конструкцій, що підтверджує необхідність врахування реальних нелінійних властивостей основи.

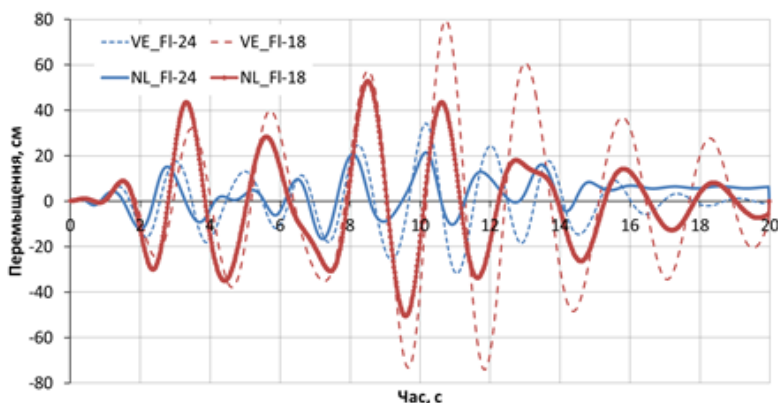


Рис. 3. Коливання верху 18-ти та 24-х поверхових секцій в напрямку X_1 при в'язко-пружному (VE) і нелінійному (NL) деформуванні матеріалів

Деформації ґрунтів, що призводили до осідань також відбувались нерівномірно. Дванадцяти-поверхова секція при своїй висоті та жорсткості мала значні амплітуди коливань, що призводило до утворення більших нелінійних деформацій в основі. Такий прояв характерний для резонансного режиму роботи будівлі. Формування осідання фундаментів секції проявлялось починаючи вже з четвертої секунди. Після закінчення навантаження залишкові осідання для цієї секції становило близько 5 см. Для інших будівель залишкові деформації в ґрунті фіксувались з 7 с. Осідання 18-ти та 24-х поверхових секцій відповідно склали близько 3 см та 1 см.

Порівняння результатів з рішенням, отриманим при в'язко-пружній роботі матеріалів, показав, що деформування конструкцій відрізняються як кількісно, так і якісно (рис. 4). Особливо це стосується фундаментної частини. При дії сейсмічного навантаження коливання будівель відбувались навколо зони, що знаходиться нижче ростверків на $\approx 6-8$ м. В процесі коливань будівлі ґрунт чинив опір переміщенням фундаментів, що у поєднанні з нелінійними процесами призвело до формування залишкових деформацій

в палях (рис. 4). Це також призводило до зменшення жорсткості фундаментів і додатковим змінам у динамічній реакції будівель. При цьому найменші деформації спостерігались у фундаментах висотної частини, де амплітуди коливань були найменшими.

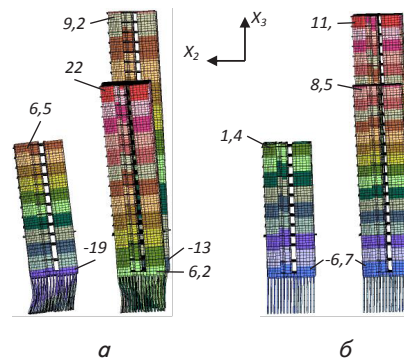


Рис. 4. Деформований стан конструкцій на 15 с навантаження ($K_{def}=20$), см:
а – в'язко-пружно-пластична постановка;
б – в'язко-пружна постановка

Незважаючи на те, що при в'язко-пружній постановці амплітуди коливань значно більші, характер деформування, особливо фундаментних конструкцій, принципово відрізняється і не забезпечує виявлення найбільш проблемних ділянок конструкцій. Тому при проектуванні сучасних будівель і споруд, що сприймають сейсмічне навантаження, необхідно проводити всебічний аналіз деформування конструкцій з урахуванням нелінійного деформування матеріалів.

6. Висновки

В результаті проведеної роботи зроблені наступні висновки:

1. Запропонована модель залізобетонних паль дозволяє врахувати вплив незворотних деформацій на динамічну реакцію будівель.
2. Врахування нелінійних деформацій ґрунтів дозволило спрогнозувати крени та осідання будівель і забезпечило формування реального деформованого стану палих фундаментів. В даних умовах в палях зафіксовані зони значних деформацій, які не проявляються при в'язко-пружній постановці.
3. Виявлено, що ігнорування пластичними деформаціями матеріалів призводить до іншого процесу коливань будівель і не забезпечує виявлення найбільш проблемних зон фундаментних конструкцій.
4. Показано, що при дії сейсмічних навантажень малоповерхові будівлі можуть мати більші деформації та амплітуди коливань ніж висотні секції. При цьому частота коливань на рівні фундаментів для сусідніх будівель, які відрізняються по масі і жорсткості практично співпадає.
5. Представлена методика дослідження будівель і споруд дозволяє проводити аналіз динамічної поведінки комплексної забудови з урахуванням нелінійного

деформування середовищ. Використання розроблених методів інтегрування в часі забезпечило зменшення спектральних суперелементів при застосуванні явних методів інтегрування в часі забезпечило зменшення порядку систем алгебраїчних рівнянь на 32 %.

Література

1. Будівництво в сейсмічних районах України: ДБН В.1.1-12:2014 [Текст] / К.: Мінбуд України, 2014. – 110 с.
2. Бирбраер, А. Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость [Текст] / А. Н. Бирбраер. – СПб.: Наука, 1998. – 255 с.
3. Красников, Н. Д. Динамические свойства грунтов и методы их определения [Текст] / Н. Д. Красников. – Л.: Стройиздат, 1970. – 240 с.
4. Бате, К. Численные методы анализа и метод конечных элементов [Текст] / К. Бате, Е. Вилсон; пер. с англ. – М.: Стройиздат, 1982. – 448 с.
5. Lia, M. Influence of soil–structure interaction on seismic collapse resistance of super-tall buildings [Text] / M. Lia, X. Lub, X. Lua, L. Yea // Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. – 2014. – Vol. 6, Issue 5. – P. 477–485. doi: 10.1016/j.jrmge.2014.04.006
6. Смирнов, А. Ф. Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений [Текст] / А. Ф. Смирнов, А. В. Александров, Б. Я. Лащеников, Н. Н. Шапошников. – М.: Стройиздат, 1984. – 416 с.
7. Сахаров, В. О. Застосування спектральних суперелементів в задачах динаміки системи «основа – фундамент – будівля» [Текст] / В. О. Сахаров // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури :зб. наук. пр. – 2015. – № 1. – С. 32–40.
8. Flod'én, O. Reduction methods for the dynamic analysis of substructure models of lightweight building structures [Text] / O. Flod'én, K. Persson, G. Sandberg // Computers and structures. – 2014. – Vol. 138. – P. 49–61. doi: 10.1016/j.compstruc.2014.02.011
9. Крэйг мл., Р. Р. Сочленение подконструкций при динамическом расчёте конструкций [Текст] / Р. Р. Крэйг мл., М. Бэмптон // Ракетная техника и космонавтика. – 1968. – Т. 6, № 7. – С. 113–121.
10. Deierlein, G. G. Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design [Text] / G. G. Deierlein, A. M. Reinhorn, M. R. Willford. – A Guide for Practicing Engineers, Gaithersburg, 2010. – 32 p.
11. Pecker, A. The role of non-linear dynamic soil-foundation interaction on the seismic response of structures [Text] / A. Pecker, R. Paolucci, C. Chatzigogos, A. A. Correia, R. Figini // Bulletin of Earthquake Engineering. – 2002. – Vol. 6, Issue 2. – P. 175–211.
12. Gazetas, G. Nonlinear rocking stiffness of foundations [Text] / G. Gazetas, I. Anastasopoulos, O. Adamidis, Th. Kontoroupi // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. – 2013. – Vol. 47. – P. 83–91. doi: 10.1016/j.soildyn.2012.12.011
13. Сахаров, В. А. Взаимодействие конструкций Зимненского монастыря с грунтовым основанием при сейсмических воздействиях [Текст] / В. А. Сахаров // Восточно-Европейский журнал передовых технологий. – 2014. – Т. 6, № 7 (72). – С. 18–23. doi: 10.15587/1729-4061.2014.33652
14. Сахаров, В. О. Модифікація явного методу для ефективного розв'язання нелінійних задач геотехніки [Текст] / В. О. Сахаров // Основи та фундаменти. Міжвід. наук.-техн. зб. КНУБА. – 2014. – Вип. 35. – С. 116–126.
15. Lysmer, J. Finite Dynamic Model for Infinite Media [Text] / J. Lysmer, R. L. Kuhlemeyer // Jour. Of the Eng. Mech. Div. Proc. of the ASCE. – 1969. – Vol. 95, Issue 4. – P. 859–877.