



ГЕТУН ГАЛИНА В'ЯЧЕСЛАВІВНА

Кандидат технічних наук, доцент кафедри архітектурних конструкцій Київського національного університету будівництва і архітектури.

Основні напрямки наукової діяльності: дослідження проблем удосконалення об'ємно-планувальних і конструктивних рішень житлових і нежитлових будівель, підвищення їх експлуатаційної та енергетичної ефективності.

Автор понад 30 наукових робіт.

E-mail: Galinagetun@ukr.net



САХАРОВ ВОЛОДИМИР ОЛЕКСАНДРОВИЧ

Кандидат технічних наук, доцент кафедри основ і фундаментів Київського національного університету будівництва і архітектури.

Основні напрямки наукової діяльності: дослідження взаємодії інженерних конструкцій з основою при сейсмічних навантаженнях з урахуванням нелінійного деформування ґрунтів.

Автор понад 40 наукових робіт.

E-mail: vlad@knuba.org.ua



МЕЛЬНИК ВОЛОДИМИР АНДРІЙОВИЧ

Аспірант кафедри архітектурних конструкцій Київського національного університету будівництва і архітектури.

Основні напрямки наукової діяльності: дослідження проблем оптимізації конструктивних та об'ємно-планувальних рішень висотних будівель у сейсмічних зонах.

Автор декількох наукових робіт.

E-mail: allbeok4u@gmail.com

УДК 624.15

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ СЕЙСМОІЗОЛЯЦІЇ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНІЙ СТАН ВИСОТНОЇ БУДІВЛІ ПІД ДІЄЮ СЕЙСМІЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ

Ключові слова: сейсміка, згасання, гумо-металева опора, висотні будівлі, Ньюмарк, «основа – фундамент – будівля»

В роботі приведені результати досліджень взаємодії конструкцій висотної будівлі з об'ємною ґрунтовою основою при сейсмічних навантаженнях з урахуванням згасання коливань в ґрунтах та конструкціях. Розрахунки проводились за МСЕ методом прямого інтегрування в часі по схемі Ньюмарка. Показано вплив нехтування інерційними силами ґрунту, а також ефективність застосування сейсмоізоляції для зменшення впливу сейсмічних навантажень.

В работе приведены результаты исследований взаимодействия конструкций высотного здания с объемным грунтовым основанием при сейсмических нагрузках с учетом затухания колебаний в грунтах и конструкциях. Расчеты проводились по МКЭ методом прямого инте-

грирования во времени по схеме Ньюмарка. Показано влияние пренебрежения силами инерции грунтов, а также эффективность применения сейсмоизоляции для уменьшения влияния сейсмических нагрузок.

In the article the results of studies of the interaction of high-rise building structures with volumetric subsoil under seismic loads are given, taking into account the damping of oscillations in soil and structures. The calculations were made on the finite element method by direct time integration with Newmark's scheme. The effect of neglecting the inertial forces of soil is shown, and the effectiveness of using seismic isolation to reduce the effects of seismic loads is shown too.

Постановка проблеми у загальному вигляді та її зв'язок із важливими практичними завданнями. У зв'язку з поступовим підвищенням сейсмічної активності на території України, що знайшло відображення у сучасних нормативних документах, при проектуванні або реконструкції будівель і споруд крім статичних розрахунків необхідно проводити оцінку сейсмічного впливу. Такі задачі потребують застосування передових методів проектування на базі чисельних досліджень, з використанням сучасних комп'ютерних технологій. В сейсмічно небезпечних умовах постійне підвищення складності конструкцій у поєднанні із зростанням висоти будівель призводить до необхідності використання спеціальних конструктивних рішень, спрямованих на зменшення сейсмічного впливу. Це висуває додаткові вимоги щодо проведення оцінки напружено-деформованого стану конструкцій і основи, яка повинна проводитись з урахуванням спільної роботи елементів системи «основа – фундамент – будівля» [1].

Аналіз останніх досліджень та публікацій. Сучасні розрахунки на сейсмічні навантаження, особливо для висотних будівель проводяться за прямим динамічним методом (ПДМ) [2] із використанням акселерограм для системи «основа – фундамент – будівля». В статті [3] наведена техніко-економічна оцінка науково-технічного супроводу об'єкту експериментального будівництва в м. Ялта, де аргументоване використання пасивних віброізоляторів для сейсмозахисту будівлі. Результати розрахунків економічної ефективності підтвердили зниження витрат. Тобто, системи вібро- та сейсмоізоляції доцільно використовувати при проектуванні будівель і споруд у сейсмічних зонах.

Для висотних будівель досить широко застосовуються системи сейсмозахисту на базі демпферів сухого тертя, які можна застосовувати на різних поверхнях будівлі. Як приводиться в [4], введення в конструкцію будівлі нелінійних демпферних елементів, розміщених на кожному поверсі, дозволило обмежити величину зсувів будівлі до основи при одночасному зниженні інерційних навантажень приблизно в півтора-два рази. Найбільш поширеною та надійною сейсмоізоляцією на сьогодні є гумово-металеві опори (ГМО), які зручно використовувати в будівлях і спорудах у сейсмічних зонах [5].

Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми, яким присвячується стаття. В умовах висотного будівництва дослідження взаємодії елементів системи «основа – фундамент – будівля» при дії сейсмічних навантажень, для зменшення обсягів розрахунків, часто ґрунтова основа замінюється на «еквівалентні» моделі жорсткості основи. Такий підхід вносить значне викривлення по відношенні до реальної роботи системи за рахунок знехтування взаємодією оточуючого ґрунту з основою і фундаментом та інерційними силами ґрунту. Крім того широко вико-

ристовуються спектральний метод, або ПДМ, на базі розкладання переміщень за власними формами коливань, що зумовлює частотно залежні параметри згасання, однакові для всієї системи, що не відповідає реальним умовам. Особливо важливо це при взаємодії ґрунту з конструкціями будівлі з елементами сейсмоізоляції.

Метою роботи є: дослідження взаємодії елементів системи «основа – фундамент – будівля» з урахуванням систем сейсмоізоляції на напружено деформований стан (НДС) конструкцій висотних будівель; використання різних параметрів згасання для кожного з середовищ; оцінка впливу інерційних масових сил та об'ємної жорсткості ґрунтової основи на реакцію будівлі при сейсмічних навантаженнях на базі реальної багатоповерхової будівлі.

Протягом останніх десятиріч у зв'язку з густим заселенням міст у світі стало актуальним зведення висотних будівель і хмарочосів. Однією з головних проблем при їх зведенні є сейсмічна активність території (6 балів і вище). Для вирішення проблеми сейсмічного впливу застосовують різні конструктивні рішення, направлені на підвищення міцності конструкцій та зменшення сейсмічного впливу за рахунок активного чи пасивного сейсмозахисту. Для висотного будівництва часто використовують пасивний сейсмозахист – системи сейсмогасіння (демпфери, динамічні гасники коливань тощо) або сейсмоізоляцію (гумово-металеві опори, кінематичні опори тощо). Усі варіанти сприйняття сейсмічних навантажень базуються на:

- підвищенні міцності конструкцій (збільшення матеріалоемності);
- перетворенні енергії (активний сейсмозахист, сейсмоізоляція);
- відлаштування від резонансних частот (пасивний сейсмозахист).

Для оцінки впливу сейсмічного навантаження за діючою нормативною базою [1] допускається використання різних методів розрахунку, що призводять до результатів, які можуть суттєво відрізнятись. За спектральним методом неможливо оцінити роботу конструкцій в процесі навантаження, крім того, невідомим є напрямок реакції, що виникає від коливань. У ПДМ, виконується пряме інтегрування сейсмічного навантаження в часі, що дозволяє оцінити еволюцію,

Таблиця 1. Значення максимальних головних напруг у стінах 1-го поверху будинку при різних положеннях області замочування основи

ПЕ	Назва ґрунту	Нормативні значення							
		Природна вологість	Число пластичності	Показник консистенції	Щільність ґрунту, г/см ³	Коефіцієнт пористості	Модуль деформації, ктс/см ²	Питоме зчеплення, ктс/см ²	Кут внутр. тертя, град
		W	I _p	I _L	ρ	ε	E	c	Φ
3	Супісок, пластичний	0,24	0,05	0,67	1,94	0,71	70	0,09	18
5	Супісок твердий	0,20	0,03	<0	1,90	0,67	150	0,15	26
6	Пісок дрібний, щільний, маловологий	0,04	-	-	1,78	0,55	350	0,03	33

характер розподілу НДС в усіх елементах системи, а також проводити розрахунки сейсмоізоляційних елементів та враховувати згасання коливаль. На достовірність розрахунків суттєво впливає розрахункова схема.

У даній роботі дослідження проведені на базі реальної будівлі, зведеної в м. Києві. Висота будівлі сягає 150 м (47 надземних поверхів та 2 підземних), що на даний час є найвищою в Україні. Геометричні розміри в плані складають 34,8x37,4 м. Будівля є каркасно-монолітною з несучим внутрішнім ядром жорсткості та пілонами по зовнішньому периметру. Зважаючи на висоту, будівля віднесена до V категорії складності та має клас наслідків (відповідальність) ССЗ значні наслідки.

Сейсмічність майданчику забудови за даними сейсморайонування [1] (карти А, В) складає 5 балів. Проте за індивідуальними технічними умовами споруди сейсмічність була підвищена до 6 балів, що зумовлює необхідність розрахунків на сейсмічні навантаження.

Грунтова основа складена шарами супісків і глин, параметри яких представлені в таблиці 1. Будівля має пальові фундаменти, з буронабивних паль діаметром 1 м і довжиною 16,5 м, які об'єднані плитним ростверком товщиною 2 м.

Для дослідження розподілу напружено-деформованого стану несучих конструкцій під впливом сейсмічних навантажень будівля розглядалась, як система «основа – фундамент – будівля». Розрахунки виконувались за прямим динамічним методом скінчених елементів (МСЕ) за схемою Ньюмарка на базі автоматизованої системи наукових досліджень (АСНД) «VESNA».

Для коректного врахування роботи ґрунтової основи використовувалась об'ємний ґрунтовий масив. Врахування масових сил ґрунтової основи поряд з її просторовою об'ємною жорсткістю є більш обґрунтованим з точки зору фізичних властивостей ґрунтової основи, тому при дослідженнях були враховані інерційні сили ґрунту.

Для дослідження сейсмічного впливу в якості динамічного навантаження була використана акселерограма №8 з нормативного набору синтезованих акселерограм [1], обрана за переважаючим періодом власних коливань (T= 6.8 сек). З метою детального аналізу характеру деформування будівлі розрахунки проводились на фрагменті тривалістю 6 секунд (рис 1).

У реальних умовах сейсмічні коливання з часом згасають. Причини процесів згасання є: внутрішній опір за рахунок деформування матеріалів конструкцій та вузлів; зовнішній опір внаслідок взаємодії конструкцій

з оточуючим середовищем. Таким чином для описання процесів деформування системи під дією динамічного навантаження дискретних систем із багатьма ступенями свободи із врахуванням згасання для МСЕ необхідно розв'язати систему диференціальних 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 згасання; $[K]$ – матриця жорсткості; $\{U\}$ – вектор переміщень; $\{Q(t)\}$ – вектор навантажень, як функція часу.

Для описання процесів згасання та заповнення матриці $[C]$ слід використовувати залежності отримані на базі експериментальних даних відповідних середовищ. Проте враховуючи складність та високу вартість, а в окремих випадках і неможливість проведення експериментів можна скористатись нормативними даними [1].

При моделюванні згасання коливань, досить поширеною є модель в'язкого тертя Фойгта, що описується законом:

$$\sigma = E\varepsilon + \kappa E\varepsilon \dot{\varepsilon}, \quad (2)$$

де E – модуль пружності; $\varepsilon, \dot{\varepsilon}$ – деформація та швидкість деформації; κ – коефіцієнт в'язкості.

У багатьох дослідженнях застосовують єдиний параметр згасання для всіх середовищ. У даній роботі параметри згасання приймалися за властивостями відповідних матеріалів і за рекомендаціями [6] через декремент коливань:

- для ґрунтів основи $\delta_{\text{ґ}} = 0.6$;
- для конструкцій будівлі $\delta_{\text{к}} = 0.3$.

Відповідно до моделі Фойгта параметр згасання знаходиться в лінійній залежності від частоти і визначається за формулою:

$$\kappa = \frac{\delta}{\pi \cdot \omega_0}, \quad (3)$$

де ω_0 – кругова частота [перша власна частота конструкцій будівлі без ґрунтової основи $\omega_0 = 11.17 \text{ с}^{-1}$ (1.77 Гц)].

Матриця демпфування в цьому випадку буде визначатись за формулою:

$$[C] = \kappa [K]. \quad (4)$$

При чисельних дослідженнях, хвилі, які розповсюджуються в дослідному об'ємі ґрунту можуть віддзеркалюватись від зовнішнього контуру границь, де обмежені тільки переміщення або кути поворотів. Енергія цих хвиль випромінюється в навколишнє середовище, що в даній роботі реалізовано на основі методу граничного демпфування, запропонованим Лізмером [7], який забезпечує поглинання енергії, що приходить на границю.

Скінченно-елементна модель будівлі представлена на (рис.

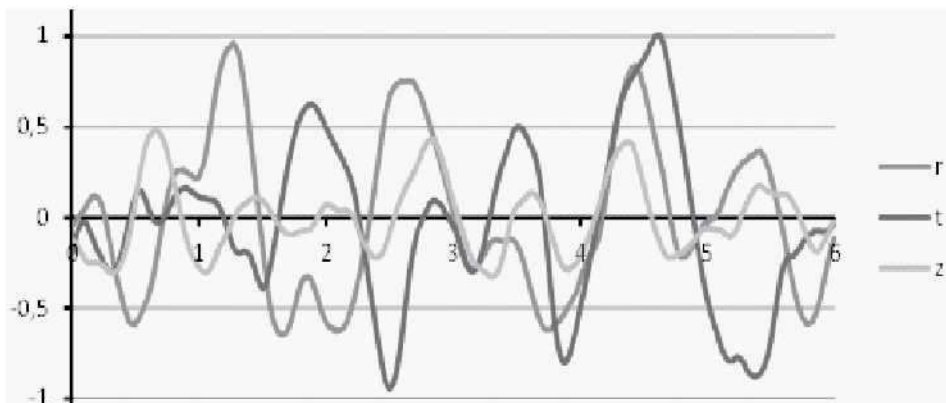


Рис. 1. Фрагмент розрахункової синтезованої акселерограми №8 (t=6 сек)

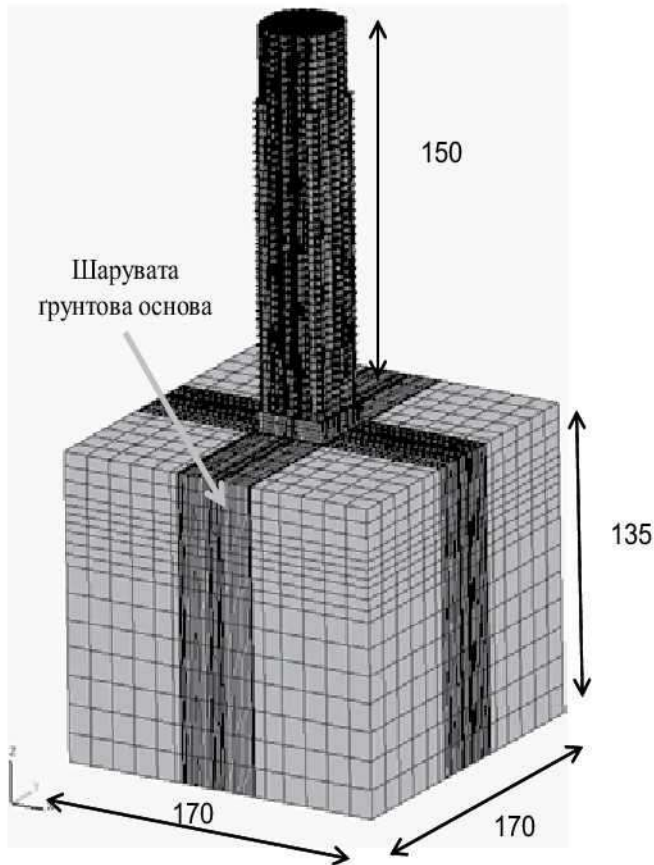


Рис. 2. Скінченно-елементна модель системи «основа – фундамент – будівля»

2) і складається з ґрунтової основи, вертикальних і горизонтальних несучих конструкцій будівлі. Кількість поверхів склали 47 надземних і 2 підземних. Фундамент є паливим із плитним ростверком. Розміри прийнятого ґрунтового масиву – 170x170 м в плані та 135 м за висотою.

Робота ґрунтового масиву описувалась просторовим ізопараметричним скінченним елементом із характеристиками у відповідності до інженерно-геологічних вишукувань. Конструкції плитного ростверку, плит перекриття та покриття моделювались просторовими елементами, а колони та палі – стрижневими елементами. Інші вертикальні несучі елементи будівлі представлялись елементами оболонок у відповідності до геометричних і фізико-механічних параметрів. Зусилля, отримані за результатами розрахунків на сейсмічні навантаження, аналізуються в комплексі з результатами на основне сполучення навантажень.

Для оцінки впливу прийняття різних варіантів розрахункових схем основи на

напружено-деформований стан несучих конструкцій було розглянуто наступні постановки:

- будівля жорстко зацемлена в рівні фундаментного плитного ростверку;
- система «основа – фундамент – будівля» з об'ємним ґрунтовим масивом без урахування маси ґрунту;
- система «основа – фундамент – будівля» з урахуванням інерційних масових сил та просторової жорсткості ґрунтового масиву.

Для більшої достовірності розрахунки проводились у кількох програмних комплексах: АСНД "VESNA" та ПК "Ліра".

За результатами статичних розрахунків максимальні горизонтальні переміщення верхівки склали 101 мм внапрямку довшої сторони. Розподіл зусиль у плитному ростверку представлений на (рис 3). Максимальні моменти зосереджені в зоні ядра жорсткості та пілонів і сягають величин близько 3000...6000 кНм/м.

Оцінка впливу від сейсмічного навантаження показала, що в залежності від прийнятої розрахункової схеми результати можуть відрізнятись більш ніж в 1,5 рази (Таблиця 2). Максимальні зусилля в вертикальних конструкціях зафіксовані на рівні -2 підвального поверху і склали 14.08 МПа (для інерції ґрунта) і 7.25 МПа (без інерції ґрунта).

Спираючись на попередні результати досліджень [8] та зважаючи, що врахування масових сил ґрунтової основи поряд з її просторовою об'ємною жорсткістю є більш обґрунтованим з точки зору фізичних властивостей ґрунтової основи, в подальших дослідженнях цей варіант вважається за основний.

За індивідуальними умовами, що були складені для цієї будівлі, максимальні відносні переміщення повинні складати не більше 1/500 висоти будівлі. Максимальні горизонтальні відхилення верху будівлі склали 27 см в напрямку Y, і виникали на четвертій секунді навантаження. Оскільки максимальні значення фактично є граничними, необхідно застосувати

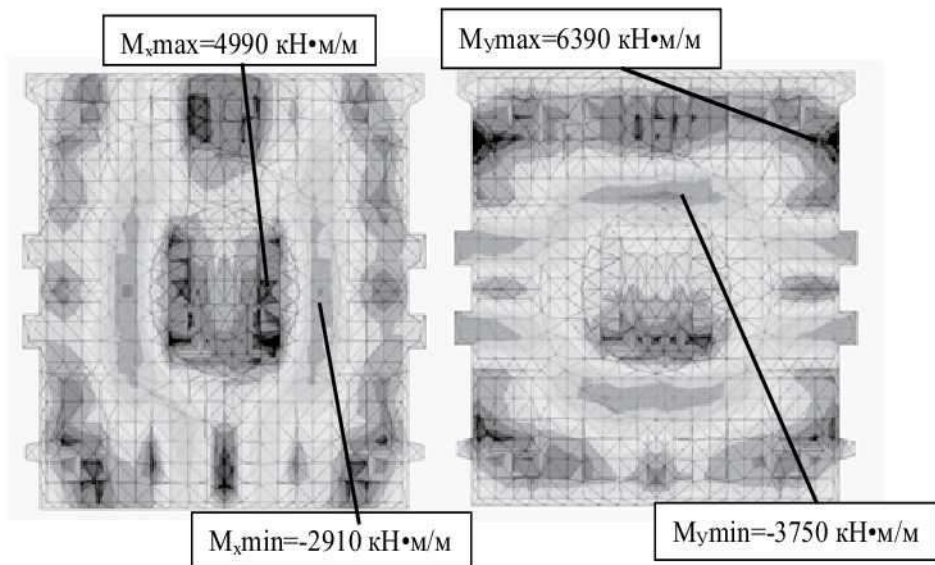


Рис. 3. Максимальні зусилля у фундаментній плиті за результатами статичного розрахунку

БУДІВЕЛЬНА МЕХАНІКА КОНСТРУКЦІЙ, ЩО ВЗАЄМОДІЮТЬ З ОСНОВОЮ

Таблиця 2. Максимальні відхилення верхівки будівлі при різних розрахункових схемах

Назва параметру	Об'ємний ґрунтовий масив без маси ґрунту (інерція ґрунту відсутня)	Об'ємний ґрунтовий масив з інерційними масовими силами
U_x (max), мм	180	270
U_y (max), мм	190	240

CoLtd (VIBRO)” і представлялись як трансверсально-ізотропний матеріал, вертикальна жорсткість якого складає 1214 кН/мм, горизонтальна жорсткість прийнята 1141 кН/м. Враховуючи значну висоту будівлі, з метою збереження стійкості будівлі влаштування опор проводилось під части-

Зони пілонів з опорами ГМО (6 шт на пілон)

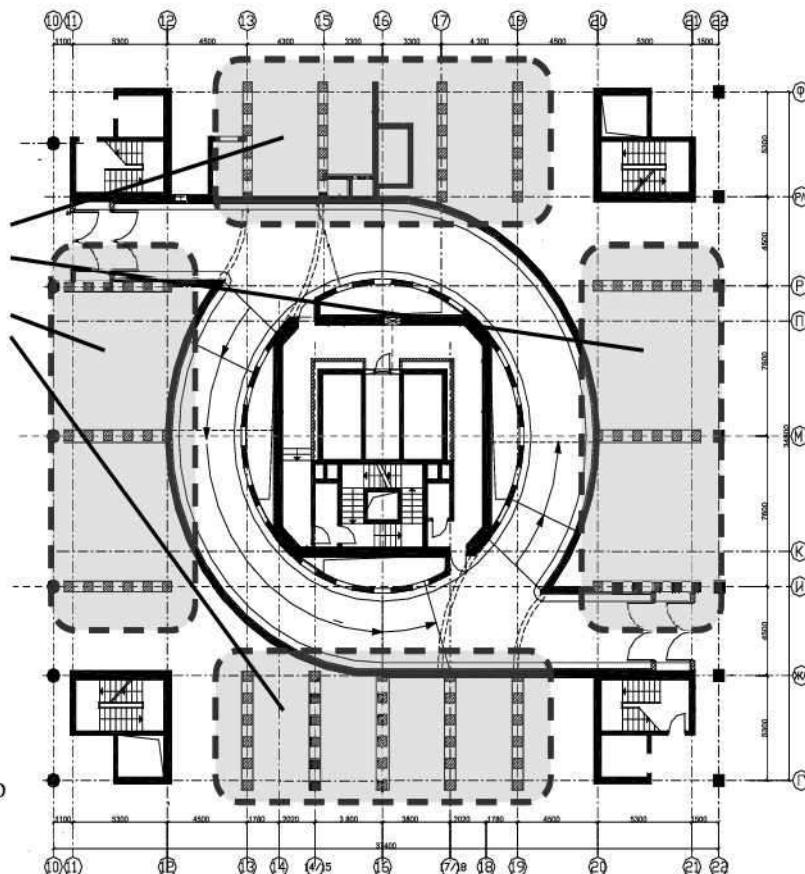


Рис. 4. Схема розміщення сейсмоізолюючих ГМО

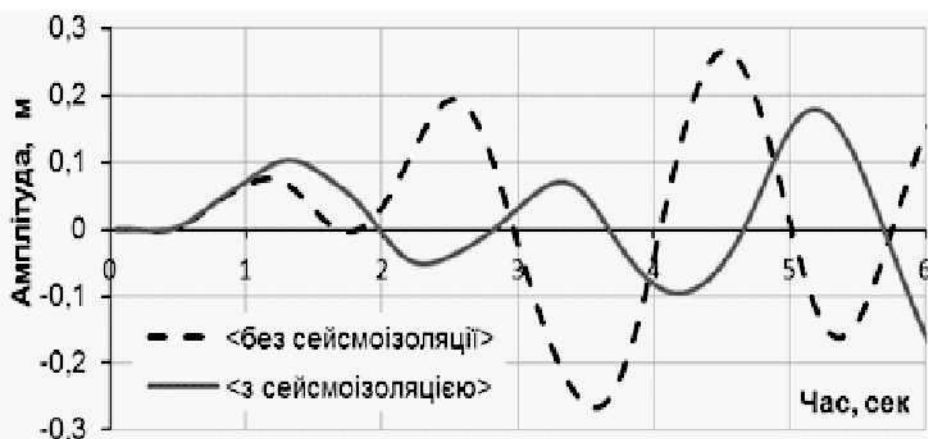


Рис. 5. Максимальні горизонтальні коливання верху будівлі.

ною будівлі. ГМО вводились в рівні підвального поверху під пілони, що розташовані по периметру, в кількості 6 шт. на 1 пілон (рис 4).

В результаті було отримано, що в процесі сейсмічного навантаження амплітуда коливань будівлі істотно зменшилась (рис 5). Максимальні переміщення зменшилися на 50% і склали 18 см.

Введення опор також призвело до зменшення зусиль в надземних конструкціях, але несуттєво вплинули на перерозподіл згинальних моментів в фундаменті.

спеціальні сейсμοзахисні заходи.

Для зниження максимальних переміщень одним з раціональних варіантів є застосування пасивної системи сейсмоізоляції, а саме – гумово-металеві опори (ГМО) з метою виведення будівлі з резонансних частот коливання. ГМО були прийняті розмірами 0.5x0.5x0.301 м китайської фірми “Shantou Vibro TechIndustrialand Development

Різниця в максильних зусиллях, що розташовувались в зоні ядра жорсткості не перевищила 5%. Тобто введення систем сейсмоізоляції дозволяють ефективно корегувати чутливість будівлі до заданого спектру частот, що дозволяє зменшити деформації будівель під дією сейсмічних навантажень.

ВИСНОВКИ:

На основі проведених досліджень можна зробити наступні висновки:

1. Для задач висотних будівель і споруд необхідно використовувати прямі динамічні методи інтегрування в часі, які забезпечують можливість врахування зга-сань коливань в різних середовищах.
2. Встановлено, що при розрахунках взаємодії елементів системи «основа – фундамент– будівля» масові сили та об'ємна жорсткість ґрунту, суттєво впливають на результуючий напружено-деформований стан і тому повинні враховуватись при розрахунках.
3. Показано, що використання гумово-металевих опор (ГМО) дозволили виведення будівлі з резонансного режиму та вивести амплітуду коливань будівлі до 50%.
5. Враховуючи високу складність багатопверхових будівель та обмежену кількість експериментальних даних динамічної поведінки таких конструкцій необхідно вести сейсмічний моніторинг за будівлею, як під час будівництва, так і під час експлуатації
6. Представлена та реалізована в АСНД "VESNA" методика розв'язання динамічних задач для системи "основа – фундамент – будівля" дозволяє проводити оцінку сейсмічного впливу на конструкції будівель і споруд та забезпечує можливість підвищення сейсмічної безпеки, як для нових сучасних будівель так і для будівель, що реконструюються.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ДБН В.1.1-12:2006. Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінбуд України, 2006.
2. Репях В.В. Опыт применения новых строительных норм в сейсмических расчетах зданий. // Будівельні конструкції. Зб. наук.праць. - К.: НДІБК, 2009. - Вип. 69. – С. 674-679.
3. Немчинов Ю.И., Хавкин А.К., Марьянков Н.Г., Ивлева Н.П., Дырда В.И., Лисица Н.И. Экономическая целесообразность научно-технического сопровождения объектов экспериментального строительства. // Будівельні конструкції. Зб. наук.праць. - К.: НДІБК, 2009. - Вип. 69. – С. 143-149.
4. Белаш Т.А., Тюльменев Т.Р. Демпферы сухого трения в системе сейсмозащиты высотных зданий. // Будівельні конструкції. Зб. наук.праць. - К.: НДІБК, 2009. - Вип. 69. – С. 449-452.
5. Бержинский Ю.А., Ордынская А.П. Применение систем активной сейсмозащиты при строительстве в Прибайкалье. // Будівельні конструкції. Зб. наук.праць. - К.: НДІБК, 2009. - Вип. 69. – С. 475-485.
6. Немчинов Ю.И. Сейсмостойкость зданий и сооружений. – Киев, 2008. – 480 с.
7. Немчинов Ю.И., и др. Проектирование зданий с заданным уровнем обеспечения сейсмостойкости / под ред. Ю.И. Немчинова. – К.: Гудименко С.В., 2012. – 384 с.
8. І.П. Бойко, В.О. Сахаров. Дослідження взаємодії багатопверхових будівель як елементів системи «основа – фундамент – надземні конструкції» при статичних та динамічних навантаженнях// Будівельні конструкції. Зб. наук.праць. - К.: НДІБК, 2008. - Вип. 71. – С. 53-59.