

УДК 539.3

П.П. Чеверда, канд.техн.наук
О.В. Геращенко, канд.техн.наук
О.О. Міщенко

ДОСЛІДЖЕННЯ ДИНАМІЧНОЇ РЕАКЦІЇ ПРОСТОРОВОГО КАРКАСУ ВИСОТНОЇ БУДІВЛІ ПРИ ДІЇ СЕЙСМІЧНОГО НАВАНТАЖЕННЯ

Виконано порівняльний аналіз величин динамічної реакції просторового каркасу залізобетонної висотної будівлі при дії основного та аварійного сполучення навантажень. Висотна будівля моделювалась як просторовий скінченно-елементний каркас зі сталими жорсткістними характеристиками її несучих елементів при різних значеннях висоти будівлі. За допомогою програмного комплексу SCAD досліджувався вплив сейсмічного навантаження на максимальні значення зусиль та напружень в несучих елементах будівлі та на величини прогинів верхньої її частини. Аналіз результатів дослідження реакції просторового каркасу висотної будівлі свідчить про те, що дія сейсмічного навантаження суттєво впливає на несучу здатність та жорсткість будівлі в цілому.

Вірогідність результатів дослідження несучої здатності будівель та споруд в значній мірі залежить від точності моделювання розрахункових схем та формулювання рівнянь руху при дії динамічних навантажень. При динамічному впливі маси елементів конструкції отримують прискорення, які зумовлені силами інерції. Внаслідок наявності пружних та інерційних сил елементи розрахункових систем здійснюють коливальний рух, який викликає їх переміщення. Такі переміщення в декілька разів перевищують переміщення елементів конструкції від дії статичного навантаження.

Слід зазначити, що актуальним є дослідження впливу коливального руху на напружено-деформований стан будівлі при дії сейсмічного навантаження. Під час землетрусу відбуваються переміщення та коливання поверхні земної кори, які безпосередньо передаються через фундамент будівлі. Основною характеристикою розрахункової динамічної моделі є кількість незалежних параметрів, що визначають положення системи у будь-який момент часу в процесі руху. Кількість таких параметрів розрахункової динамічної моделі визначається мінімальним числом в'язей, які необхідно накласти на систему, щоб виключити рух усіх матеріальних точок, що мають масу. Перехід від розрахункової схеми до дискретної динамічної моделі з скінченим числом ступенів вільності за допомогою методу скінчених елементів (МСЕ)

базується на побудові функціоналу повної потенціальної енергії [3]. Для його побудови необхідно знайти диференційні оператори, які пов'язують між собою переміщення з напруженнями і деформаціями. При розрахунку стержневих систем розглядається одновимірне ізотропне тіло, для якого всі геометричні, фізичні компоненти напружено - деформованого стану є функціями одного аргументу. Це означає, що за основне припущення при побудові співвідношень теорії пружності прийнята гіпотеза плоских перерізів. Якщо стержнева система, на яку накладені кінематичні в'язі, знаходиться у рівновазі під дією прикладених сил, то згідно з принципом можливих переміщень сума можливих робіт усіх зовнішніх і внутрішніх сил, що діють у межах цієї системи, на будь-яких нескінченно малих можливих переміщеннях, які не заперечуються кінематичними в'язями дорівнює нулю. Так згідно з принципом Гамільтона коливання стержневої системи [1, 2] можна записати у наступному вигляді

$$\int_{t_1}^{t_2} \delta(T - U)dt + \int_{t_1}^{t_2} \delta A dt = 0, \quad (1)$$

де T – загальна кінетична енергія системи; U – потенціальна енергія системи, що включає енергію деформації та потенціал будь-яких консервативних зовнішніх сил; A – робота, яку виконано неконсервативними силами, що діють на систему, враховуючи затухання та інші довільні зовнішні навантаження.

При переході від розрахункової схеми до скінченно елементної моделі рівняння (1) можна записати у вигляді:

$$\int_{t_1}^{t_2} \left(\delta \sum_{e=1}^n T^e - \delta \sum_{e=1}^n U^e \right) dt + \int_{t_1}^{t_2} \delta \sum_{e=1}^n A^e dt = 0, \quad (2)$$

де n – число скінченних елементів моделі, T^e – кінетична енергія, U^e – потенціальна енергія деформації, A^e – робота неконсервативних сил в елементі e . Для прийнятої скінченно-елементної моделі переміщення в межах кожного елемента виражаються за допомогою вектора вузлових переміщень елемента $\bar{\delta}(t)$ та через координатні функції Φ_i . Так після певних перетворень отримаємо відносно вектора вузлових переміщень $\bar{\delta}(t)$ систему звичайних диференціальних рівнянь:

$$\sum_{e=1}^n \overline{f_I^e(t)} - \sum_{e=1}^n \overline{f_S^e(t)} + \sum_{e=1}^n \overline{f_D^e(t)} + \sum_{e=1}^n \overline{q^e} = 0, \quad (3)$$

де $f_I^e(t)$, $f_S^e(t)$, $f_D^e(t)$, q^e - доданки, що позначають відповідні елементи e вектори узагальнених сил інерції, узагальнених пружних сил, узагальнених сил опору та узагальнених навантажень.

Система диференціальних рівнянь (3) потребує побудови матриці мас M , матриці жорсткості K , матриці демпфірування C для всієї скінченно-елементної моделі, а також вектора вузлового навантаження $\bar{q}$. Для цього спочатку формують відповідні матриці M_e, K_e, C_e для кожного скінченного елемента окремо, а потім, підсумовуючи, отримуємо матриці та вектор навантаження для всієї дискретної моделі.

Розрахунок будівель як пружних систем від дії землетрусу базується на статичному і динамічному методах або з використанням спектральної теорії щодо обчислення складових сейсмічного навантаження, які входять до рівняння руху (3). Так за статичною теорією сейсмостійкості [4] споруда коливається з такими ж параметрами, що й основа фундаменту, а величина такого навантаження обчислюється за формулою:

$$S = m \cdot a = K_c \cdot Q, \quad (4)$$

де m , Q – маса і вага споруди; a – максимальне прискорення поверхні ґрунту; $K_c = a/g$ – коефіцієнт сейсмічності; g – прискорення сили тяжіння.

За динамічною теорією сейсмостійкості основа фундаменту будівлі отримує сталі гармонійні коливання, а сейсмічне навантаження визначаються з урахуванням деформації споруди за формулою:

$$S = K_c \cdot \beta \cdot Q, \quad (5)$$

де β – коефіцієнт динамічності.

Спектральна теорія розрахунку складових сейсмічного навантаження передбачає побудову за даними дослідження землетрусу спектральної кривої залежності прискорення будівлі, як системи з однією ступеню вільності, і періодом її власних коливань при переміщенні основи будівлі за законом, що відповідає реальному землетрусу. В роботі [5] для систем з n зосередженими масами закон руху ґрунту виражається як сума затухаючих синусоїд:

$$y_0 = \sum_{j=1}^n a_{0j} e^{-\varepsilon_{0j} t} \sin(\omega_j t + \varphi_j), \quad (6)$$

де y_0 - переміщення ґрунту; a_0 - початкова амплітуда; $e^{-\varepsilon_0 j}$ - коефіцієнт затухання коливань руху; ω_j - кутова частота коливань ґрунту; φ_j - кут. Сейсмічна сила, яка виникає в точці k будівлі при коливанні її по i -й формі, після перетворень (6) обчислюється за формулою:

$$S_{ik} = \frac{a_0 \omega^2}{g} \beta_i \frac{X_{ik} \sum_{m=1}^n Q_m X_{im}}{\sum_{m=1}^n Q_m X_{im}^2}, \quad (7)$$

де Q_m - зосереджена вага будівлі в точці m ; X_{ik} - відхилення k -ї точки будівлі при коливанні її по i -й формі; β_i - коефіцієнт динамічності.

В даній роботі визначення величин сейсмічного навантаження виконано за методикою [6], згідно з якою розрахункові значення горизонтального сейсмічного навантаження S_{ki} прикладеного до точки k і яке відповідає i -й формі власних коливань будівлі або споруди згідно з рис. 1 обчислюються за формулою:

$$S_{ki} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot S_{0ki}, \quad (8)$$

де k_1 - коефіцієнт, що враховує не пружні деформації і локальні пошкодження елементів будівлі; k_2 - коефіцієнт відповідальності споруди; k_3 - коефіцієнт, що враховує поверховість будівлі більше 5 поверхів. Коефіцієнт k_3 обчислювався за формулою:

$$k_3 = 1 + 0,06 \cdot (n - 5), \quad (9)$$

де n - кількість поверхів в будівлі; S_{0ki} - горизонтальне сейсмічне навантаження за i -ою формою власних коливань споруди, що визначається у припущенні пружного деформування

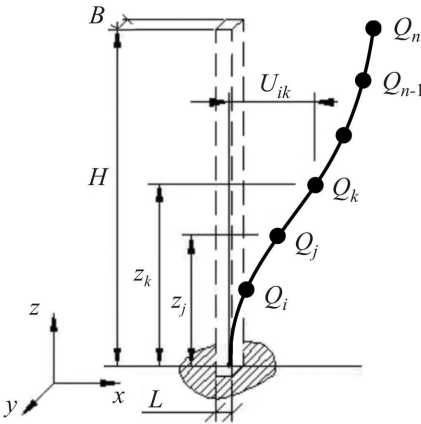


Рис. 1. Розрахункова модель

конструкцій за формулою:

$$S_{0ki} = Q_k \cdot a_0 \cdot k_{zp} \cdot \beta_i \cdot \eta_{ki}, \quad (10)$$

де Q_k - навантаження, що відповідає зосередженій масі у точці k ; a_0 - відносне прискорення ґрунту, яке приймається рівним 0,05; 0,1; 0,2 і 0,4 відповідно для районів сейсмічності 6, 7, 8 і 9 балів; k_{zp} - коефіцієнт, що враховує нелінійне деформування ґрунтів; β_i - спектральний коефіцієнт динамічності, що відповідає i -ій формі власних коливань будівлі; η_{ki} - коефіцієнт, що залежить від форми власних коливань будівлі або споруди. Для жорстко закріпленого в основі стержня (рис. 1) коефіцієнт η_{ki} визначається за формулою:

$$\eta_{ki} = \frac{U_i(z_k) \sum_{j=1}^n Q_j U_i(z_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j U_i^2(z_j)}, \quad (11)$$

де $U_i(z_k)$ і $U_i(z_j)$ - переміщення будівлі або споруди при власних коливаннях за i -ою формою; n - число зосереджених навантажень.

Виконано порівняльний аналіз величин динамічної реакції каркасу висотної просторової будівлі при зміні її висоти від 24 до 144 м, а також пружно-деформованого жорстко закріпленого в основі стержня відповідних висот при дії основного та аварійного сполучення навантажень. Так для дослідження просторового каркасу будівлі приймалися наступні вихідні дані: район будівництва - м. Київ, матеріал конструктивних елементів - бетон класу В25, висота h поверху будівлі 3,0 м. Висотна будівля, яка представлена на рис. 2, моделювалась як просторовий залізобетонний монолітний каркас з розмірами в плані по довжині L 24 м, а по ширині B 12 м з сіткою колон 6,0×6,0 м. Колони будівлі з розмірами в плані 0,5×1,0 м розглядаються як стержні постійної жорсткості по висоті, а плити перекриття як скінченно-елементні пластини прямокутної форми з розмірами в плані 1,5×1,5 м та товщиною 0,2 м. Розрахунок виконувався з використанням програмного комплексу SCAD на основне і аварійне сполучення навантажень згідно з [7], яке враховувало постійне навантаження, змінні тривалі та короточасні навантаження. Значення реакцій моделі просторового каркасу висотної будівлі представлені на рис. 3 і рис. 4. Крива 1 на рис. 3 відображає величини максимальних згинальних

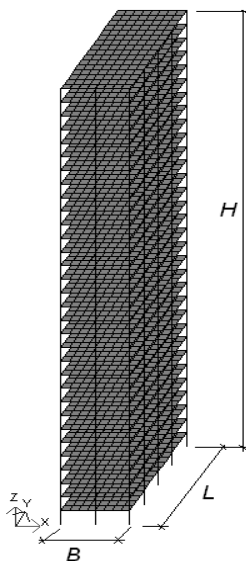


Рис. 2. Розрахункова просторова модель

моментів відносно осі U , які виникають у колонах моделі при дії основного сполучення навантажень, а крива 2 - при дії аварійного сполучення навантажень.

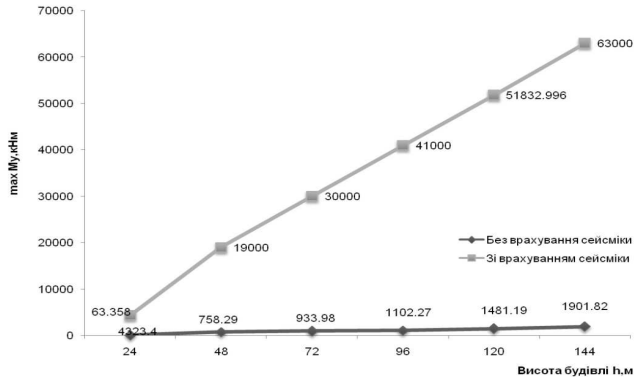


Рис. 3. Графік залежності максимального згинального моменту від зміни висоти будівлі

На рис. 4 крива 3 та крива 4 характеризують величини прогинів верхньої частини просторового каркасу в залежності від зміни висоти H будівлі від 24 до 144 м.

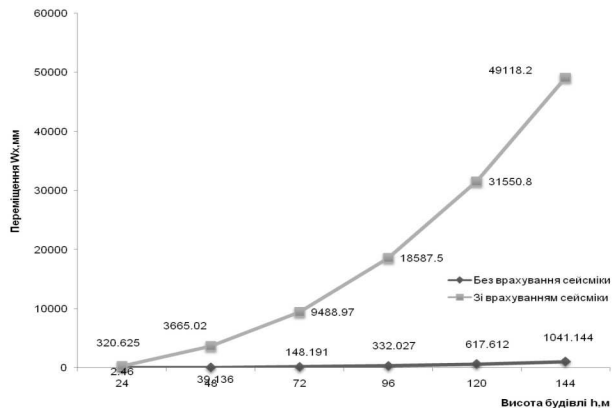


Рис. 4. Графік залежності прогину верхньої частини будівлі від зміни її висоти

Аналіз результатів дослідження реакції просторового каркасу висотної будівлі свідчить про те, що значення зусиль максимальних згинальних

моментів при сталих жорсткісних характеристиках згідно з рис. 3 не суттєво залежать від зміни висоти будівлі при дії основного сполучення навантажень, а при дії аварійного сполучення навантажень значення згинальних моментів збільшились в більш ніж в десять разів. Щодо деформації будівлі, то як показують результати, які зображені на рис. 4, прогини верхньої частини будівлі при дії основного сполучення навантажень збільшуються майже лінійно.

Однак деформації, які виникають в елементах конструкції при дії аварійного сполучення навантажень, в десятки разів перевищують деформації будівлі від дії основного сполучення навантажень.

На рис. 3 представлено графіки залежності висоти будівлі H і максимальних переміщень в напрямку осі X . Крива 1 на даному рисунку характеризує переміщення верхньої точки просторового каркасу будівлі, а крива 2 переміщення верхньої точки жорстко закріпленого стержня. Ізолінії напружень плити перекриття на першому поверсі наведені на рис. 5.

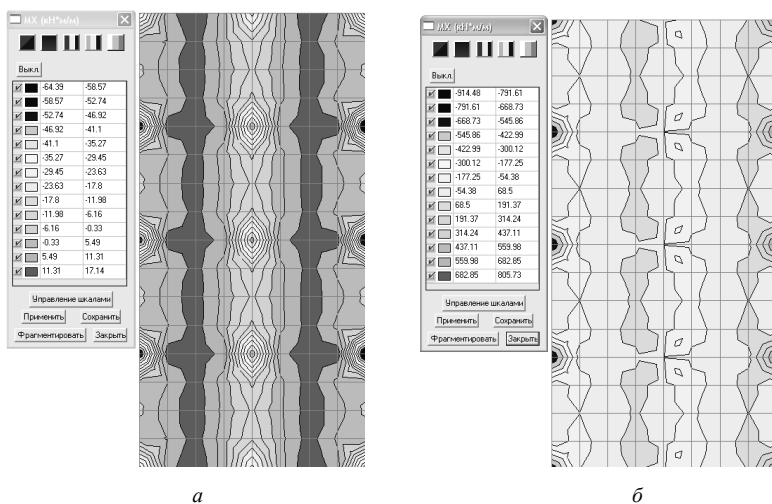


Рис. 5. Ізолінії напружень плити перекриття на першому поверсі:
а) основне сполучення навантажень; б) аварійне сполучення навантажень

В результаті можна зробити висновок, що на сьогодні при висотному будівництві є необхідним врахування сейсмічного навантаження. На прикладі було продемонстровано вплив аварійного сполучення навантажень на внутрішні зусилля. Для зменшення величин напружень необхідно проектувати багатоповерхові будівлі з ядрами жорсткості та з

жорсткою конструктивною схемою, особливо в сейсмічно небезпечних районах.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. *Баженов В.А., Дехтярюк Є.С.* Будівельна механіка. Динаміка споруд. Навч. посібник.- К.: ІЗМН, 1998. -208с.
2. *Баженов В.А., Перельмутер А.В., Шишов О.В.* Будівельна механіка. Комп'ютерні технології: Підручник/ За заг. ред. д.т.н., проф. В.А.Баженова.-К.: Каравела, 2009. -696 с.
3. *Легостаєв А.Д.* Метод скінченних елементів. Конспект лекцій.-К.:КНУБА, 2004.-112с.
4. *Biot M.A.* Mechanical Analysis for the Prediction of Earthquake Stresses, Bulletin of the Seis. Sos. of America. Vol.31, No. 2, 1941.
5. *Корчинский И.Я., Шенелев В.Ф.* Расчет высотных зданий на сейсмические воздействия с учетом их протяженности.- Строительное проектирование промышленных зданий, 1965, №2.
6. ДБН В.1.1-12:2006. Будівництво у сейсмічних районах України. Норми проектування. Мінбуд України, 2006.
7. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. Мінбуд України, 2006.

Отримано 31.05.2010

Чеверда П.П., Міщенко О.А., Геращенко О.В.

ИССЛЕДОВАНИЕ ДИНАМИЧЕСКОЙ РЕАКЦИИ ПРОСТРАНСТВЕННОГО КАРКАСА ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ ПРИ ДЕЙСТВИИ СЕЙСМИЧЕСКОЙ НАГРУЗКИ

Выполнен сравнительный анализ величин динамической реакции пространственного железобетонного высотного здания при действии основной и аварийной комбинации нагрузок. Высотное здание моделировалось как пространственный конечно-элементный каркас с несущими элементами постоянной жесткости для различных значений высоты здания. С помощью программного комплекса SCAD выполнено исследование влияния сейсмической нагрузки на максимальные значения усилий и напряжений в несущих элементах здания и на значения прогибов верхней ее части. Анализ результатов исследования реакции пространственного каркаса высотного здания свидетельствует о том, что действие сейсмической нагрузки существенно влияет на ее несущую способность и жесткость здания в целом.

Cheverda P.P., Mishchenko O.O., Gtrashchenko O.V.

RESEARCH OF DYNAMIC REACTION OF SPATIAL FRAMEWORK OF HEIGHT BUILDING AT ACTION OF SEISMIC LOADING

The comparative analysis of sizes of dynamic reaction of a spatial ferro-concrete high-rise building is made at action of the basic and emergency combination of loadings. The high-rise building was modelled as a spatial is final-element skeleton with bearing elements of constant rigidity for various values of height of a building. By means of program complex SCAD research of influence of seismic loading on the maximum values of efforts and pressure in bearing elements of a building and on values of deflections of its top part is executed. The analysis of results of research of reaction of a spatial skeleton of a high-rise building testifies that action of seismic loading essentially influences its bearing ability and rigidity of a building as a whole.