

УДК 528.48/517.9

Кравченко З.М.,

Київський національний університет будівництва і архітектури

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ФАКТОРІВ НА РЕЗУЛЬТАТИ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ВИСОТНОЇ СПОРУДИ

Пропонується методика дослідження впливу певних факторів на результати моделювання напружено-деформованого стану (НДС) моделі висотної споруди. Представлена методика дозволяє проаналізувати вплив наступних факторів: випадкової похибки виконання геодезичних робіт; випадкових похибок визначення параметрів ґрунтової основи; випадкової похибки визначення величини крену висотної споруди на результати моделювання та обчислення НДС системи «висотна споруда – ґрунтова основа».

Постановка проблеми. При зведенні висотних споруд сучасними нормами [1] передбачена відповідна точність виконання геодезичних робіт. Автор вважає за потрібне дослідити чи/або обґрунтувати точність виконання геодезичних робіт при зведенні висотних споруд. Оскільки висотні споруди різняться між собою, то методика дослідження передбачає диференційований підхід до кожного окремого розрахункового випадку та відповідної моделі висотних споруд.

Під час проектування висотних споруд, на етапі визначення НДС системи «висотна споруда – ґрунтова основа» не передбачено нормативними документами врахування та аналіз впливу похибок виконання геодезичних та монтажних робіт ($\Delta_{гр}$); похибок визначення параметрів ґрунтової основи; похибки визначення крену висотної споруди. Тому пропонується дослідити питання впливу цих випадкових похибок на результати обчислення НДС системи, а потім визначити гранично допустимі зміщення несучих елементів споруди та величину крену, що не впливали б на несучу здатність та подальшу експлуатацію висотної споруди. Таким чином відбувається аналіз та обґрунтування точності виконання складових геодезичних та монтажних робіт, що задовольнятимуть допустимим приростам додаткових напружень та зусиль у конструктивних елементах висотної споруди.

Аналіз останніх досліджень. На сьогоднішній день існує велика кількість наукових робіт, що присвячені моделюванню НДС висотних споруд, але автором не виявлені роботи стосовно аналізу впливу випадкових похибок виконання геодезичних та монтажних робіт, похибок визначення параметрів

грунтової основи й похибки визначення крену висотної споруди на результати обчислення НДС моделі висотної споруди.

Мета статті. Розкрити зміст методики дослідження впливу певних факторів на результати обчислення НДС моделі висотної споруди.

Викладення основного матеріалу. Дана стаття розкриває методику дослідження НДС моделі висотної споруди, що має наступні однотипні перерізи (рис. 1) та моделюється стержнем зі змінною жорсткістю.

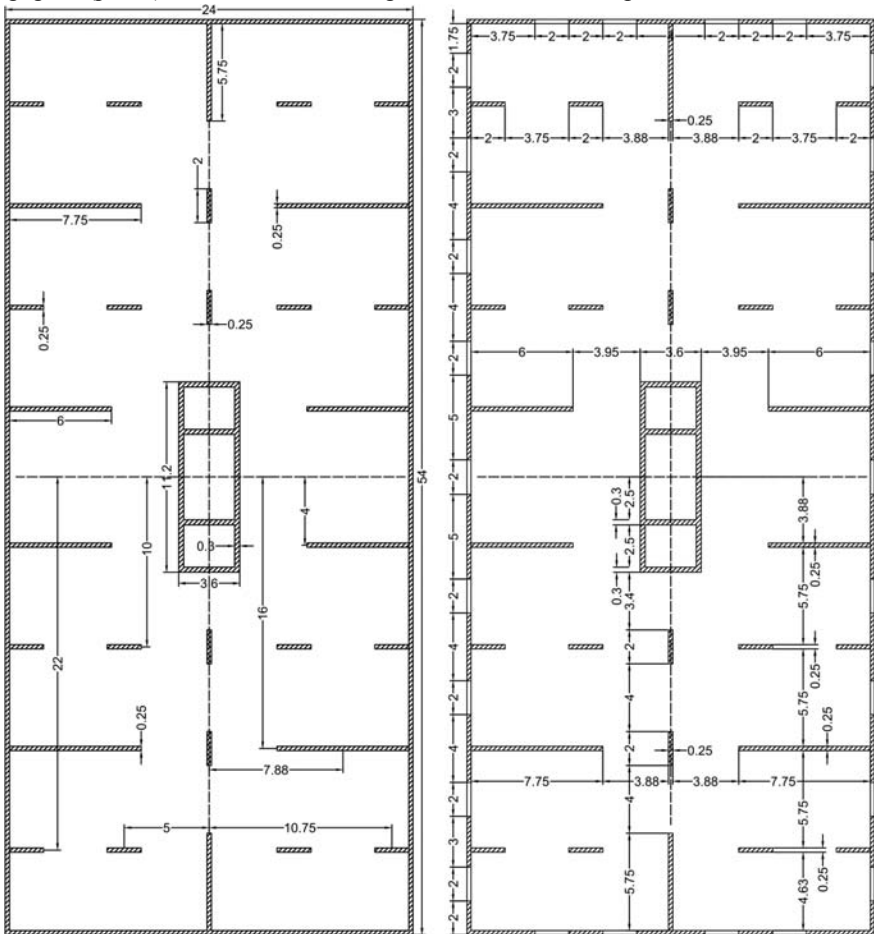


Рис. 1. Переріз висотної споруди на рівні підвіконня та вікон

Переміщення стержня обмежується п'ятьма з'єднаннями відповідної жорсткості: одним вертикальним С1 (вздовж осі Z); двома горизонтальними з'єднаннями С2 та С3 вздовж осей X та Y та двома з'єднаннями, що працюють

на кручення в площині XOZ та YOZ. Усі ці з'єднання моделюють всі можливі варіанти взаємодії висотної споруди з ґрунтовою основою, а варіація параметрами жорсткості окремих з'єднань дозволяє врахувати всі можливі варіанти заземлення стержня.

Математичною моделлю висотної споруди та ґрунтової основи є диференційні рівняння, що записані як система диференційних рівнянь першого порядку. Тобто рівняння у формі Коші (1), а невідомі функції задовольняють граничним умовам.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{du}{dz} = \frac{N}{EF(z)}, \quad \frac{dv}{dz} = \varphi_x, \quad \frac{dw}{dz} = \varphi_y, \quad \frac{d\varphi_y}{dz} = \frac{M_y}{EI_y(z)}, \quad \frac{d\varphi_x}{dz} = \frac{M_x}{EI_x(z)}, \\ \frac{dQ_x}{dz} = 0, \quad \frac{dM_y}{dz} = Q_x \pm m_y, \quad \frac{dM_x}{dz} = -Q_y \pm m_x, \quad \frac{dN}{dz} = q_z, \quad \frac{dQ_y}{dz} = 0 \end{array} \right. , \quad (1)$$

де $EF(z)$ – жорсткість пружного стержня; q_z – інтенсивність повздовжнього (по вертикалі) навантаження; m_y и m_x – враховують розподілені моменти, що виникають при позацентровому прикладанні повздовжніх навантажень. Жорсткість з'єднання C_1 характеризується коефіцієнтом постелі k_1 та визначається за формулою:

$$C_1 = k_1 \cdot F,$$

де k_1 – коефіцієнт постелі; F – площа фундаменту висотної споруди. Коефіцієнт постелі k_1 обчислюється за формулою [3]:

$$\begin{aligned} k_1 &= \frac{E_{\text{гр}}}{H_c \cdot (1 - 2 \cdot m_{\text{гр}}^2)}, \quad \text{також} \quad k_1 = \frac{P}{S \cdot \eta \cdot b^2}, \\ E_{\text{гр}} &= \frac{H_c}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{h_i}{u_i \cdot E_i} \right)} \quad \text{та} \quad u_i = \frac{11 \cdot z_i^2}{H_c^2} + 1, \\ m_{k_1}^2 &= \left(\frac{\partial k_1}{\partial E_{\text{гр}}} \right)^2 \cdot m_{E_{\text{гр}}}^2, \quad \text{а} \quad m_{E_{\text{гр}}}^2 = \sum_{i=1}^n \left[\left(\frac{\partial E_{\text{гр}}}{\partial E_i} \right)^2 \cdot m_{E_i}^2 \right], \\ \left(\frac{\partial k_1}{\partial E_{\text{гр}}} \right)^2 &= \frac{1}{H_c^2 \cdot (1 - 2 \cdot m_{\text{гр}}^2)^2}, \quad \text{а} \quad \left(\frac{\partial E_{\text{гр}}}{\partial E_i} \right)^2 = \frac{H_c^2 \cdot h_i^2}{E_i^4 \cdot u_i^2 \cdot (\sum_{i=1}^n u_i)^4}, \\ m_{k_1}^2 &= \frac{\sum_{i=1}^n \left[\left(\frac{H_c^2 \cdot h_i^2}{E_i^4 \cdot u_i^2 \cdot (\sum_{i=1}^n u_i)^4} \right) \cdot m_{E_i}^2 \right]}{H_c^2 \cdot (1 - 2 \cdot m_{\text{гр}}^2)^2}, \quad (2) \end{aligned}$$

де $m_{\text{гр}}$ – усереднений коефіцієнт Пуассона ґрунтової основи; u_i – поправочний коефіцієнт, що змінюється за законом квадратичної параболи; $\frac{P}{\eta \cdot b^2}$ – середній тиск під подошвою фундаменту; η – співвідношення сторін фундаменту; b – розмір найменшої сторони фундаменту; S – величина осідання ґрунтової основи. Жорсткість з'єднань C_2 та C_3 , за умов нашої задачі, прямуватиме до нескінченності, характеризуючи тим самим абсолютну жорсткість з'єднань в напрямку осі X та осі Y (відсутні переміщення в напрямку осі OX та OY):

$$C_2 = C_3 = k_2 \cdot F \rightarrow \infty,$$

де k_2 – коефіцієнт супротиву; F – площа бічної поверхні відповідної сторони фундаменту. Жорсткість з'єднань C_4 та C_5 визначається за формулами:

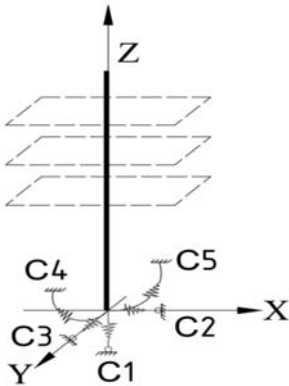


Рис. 2. Модель у вигляді стержня

$$C_4 = k_1 \cdot \frac{l \cdot b^3}{12},$$

$$C_5 = k_1 \cdot \frac{b \cdot l^3}{12},$$

де k_1 – коефіцієнт постелі; l – довжина фундаменту; b – ширина фундаменту.

Після визначення середньо квадратичної похибки (СКП) коефіцієнта постелі m_{k_1} (2) її можна використовувати при моделюванні та дослідженні НДС моделі висотної споруди, а також проаналізувати вплив СКП на результати обчислення НДС системи.

Спочатку необхідно змоделювати:

- ситуацію, коли споруда не має поздовжнього та поперечного крену, а лише ймовірні зміщення $\Delta_{гр}$ конструктивних елементів, на кожному поверсі знак зміщення змінюється на протилежний (рис. 3 а);
- потім моделюється ідеальна ситуація, коли конструктивні елементи споруди ідеально змонтовані, але споруда має граничнодопустимий поздовжній та поперечний крени [2], що визначені з відповідною похибкою m_i , що залежить від похибки визначення модуля деформації ґрунтової основи m_E (рис. 3 б);
- на останньому етапі моделюється ситуація, коли одночасно проявляються ймовірні зміщення конструктивних елементів та крени споруди (рис. 3 в), й одночасно моделюватиметься поздовжній та поперечний крен висотної споруди.

Також досліджено вплив зміни модуля деформації ґрунтової основи на три розрахункові стани, що описані вище.

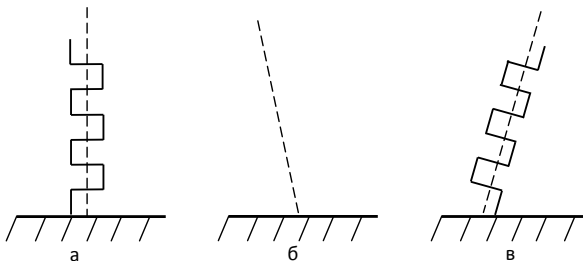


Рис. 3. Схема етапів аналізу НДС системи

Вихідні дані для дослідження: висотна монолітна споруда має розмірами 24м×54м×75м; вага монолітної споруди 396775 кН; модуль деформації

грунтової основи 30 МПа (варіація модуля $m_E = 5$ МПа); жорсткості з'єднань для двох розрахункових станів:

Таблиця 1.

Вихідні дані для двох розрахункових станів

1-й розрахунковий стан	2-й розрахунковий стан
$C_1 = 3,96775 \cdot 10^6$ кН/м	$C_1 = 3,306 \cdot 10^6$ кН/м
$C_2 \rightarrow \infty$	$C_2 \rightarrow \infty$
$C_3 \rightarrow \infty$	$C_3 \rightarrow \infty$
$C_4 = 1,9045 \cdot 10^8$ кНм	$C_4 = 1,587 \cdot 10^8$ кНм
$C_5 = 9,6416 \cdot 10^8$ кНм	$C_5 = 8,034 \cdot 10^8$ кНм

Отже, на першому етапі визначення НДС моделі будуть задаватися можливі зміщення конструктивних елементів вздовж головних осей висотної споруди ($\Delta_{гр} = 23$ мм та $\Delta_{гр} = 46$ мм). Визначимо теоретично ймовірну граничну величину відхилення конструктивного елемента від проектного положення, що обумовлена накопиченням та проявом випадкових похибок виконання геодезичних і монтажних робіт m_i (рис. 4):

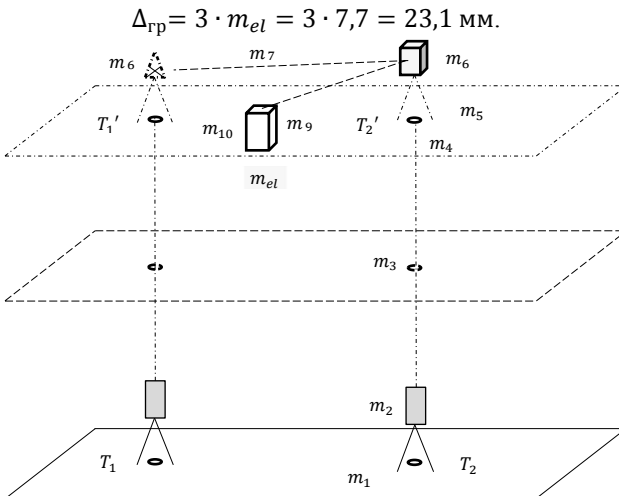


Рис. 4. Схема накопичення геодезичних та монтажних випадкових похибок

Наступним кроком є визначення величин ексцентриситетів e_l та e_b , а потім СКП визначення величини поздовжнього та поперечного крену m_i . Запишемо дві умови для поздовжнього та поперечного крену споруди, а потім зведемо результати до таблиці 2:

$$0,004 = \frac{(1-\nu^2) \cdot k_e \cdot N \cdot e}{E \cdot \left(\frac{a}{2}\right)^3}, \quad \text{та} \quad m_i = \left(\frac{8 \cdot N \cdot k_e \cdot e \cdot (1-\nu^2)}{E^2 \cdot a^3}\right) \cdot m_E,$$

де E – модуль деформації ґрунтової основи; ν – коефіцієнт поперечної деформації ґрунтової основи (приймається згідно з [4]); k_e – табличний коефіцієнт; N – вертикальна складова рівнодіючих усіх навантажень на фундамент на рівні підшви; e – ексцентриситет; a – сторона прямокутного фундаменту, в напрямку якої діє момент.

Таблиця 2.

СКП визначення поздовжнього та поперечного крену висотної споруди

Поздовжній крен	Поперечний крен
$\eta = l/b = 54\text{м}/24\text{м} = 2,25$	
$N = 39677,5 \text{ т} = 389236,275 \text{ кН}$	
$E = 30\text{МПа} = 30000 \text{ кН/м}^2$, $m_E = 5000 \text{ кН/м}^2$, $\nu = 0,3$	
$a_l = 54 \text{ м}$	$a_b = 24 \text{ м}$
$k_{e_l} = 0,91$	$k_{e_b} = 0,26$
$e_l = 0,271 \text{ м}$	$e_b = 0,188 \text{ м}$
$m_{i_l} = 0,0000247$	$m_{i_b} = 0,0000049$
0,62% від крену 0,004	0,12% від крену 0,004

Таким чином визначається СКП визначення крену моделі висотної споруди. Результати моделювання НДС моделі висотної споруди характеризують вплив змінних факторів на модель висотної споруди в цілому, а саме, на просторовий залізобетонний каркас певного перерізу. Для того, щоб обґрунтувати точність планового розташування несучих вертикальних конструктивних елементів висотної споруди, необхідно визначити, яка саме частина загального зусилля припадає на окремий найслабший несучий елемент споруди.

Оскільки моделювалась ситуація за найгірших умов прояву геодезичних, монтажних похибок, а також похибок визначення модуля деформації ґрунтової основи та величини крену висотної споруди, тому необхідно визначити зусилля в найслабшому місці монтажного горизонту за граничних умов та порівняти це значення з допустимим зусиллям найслабшого конструктивного елементу. Очевидно, що, якщо найслабший конструктивний елемент витримуватиме зусилля за граничних умов, тоді й всі інші елементи матимуть запас міцності. Згідно до теорії опору матеріалів [5]:

$$\sigma_{\max} (\text{перерізу}) = \frac{M_{\max} (\text{перерізу})}{W_{\max} (\text{найслабшого перерізу})},$$

де σ_{\max} (перерізу) – максимальне напруження в перерізі; M_{\max} (перерізу) – максимальний згинальний момент; W_{\max} (найслабшого перерізу) – момент опору на згін найслабшого перерізу. Визначимо спочатку поздовжній та поперечний моменти опору перерізу з віконними отворами W_{\max} (найслабшого перерізу):

$$W_{\max}(U) = \frac{I_U}{l_{\max}(V)}, \quad W_{\max}(U) = \frac{4328,364 \text{ м}^4}{(24/2) \text{ м}} = 360,697 \text{ м}^3,$$

$$W_{\max}(V) = \frac{I_V}{l_{\max}(U)}, \quad W_{\max}(V) = \frac{10739,910 \text{ м}^4}{(54/2) \text{ м}} = 397,777 \text{ м}^3,$$

де I_U та I_V – відповідно поздовжній та поперечний головний момент інерції перерізу з віконними отворами; $l_{\max}(U)$ та $l_{\max}(V)$ – відповідно максимальна поздовжня та поперечна відстань до головних осей. Визначаємо величину максимального напруження, що виникає в моделі за двох граничних розрахункових станів на рівні 1 м від підлоги 1-го поверху, де починається переріз із віконними отворами:

Таблиця 3.

Максимальні зусилля в моделі висотної споруди

1-й розрахунковий стан	2-й розрахунковий стан
крен 0,004 + зміщення 23 мм+ m_{i_l} (m_{i_b})	крен 0,004 + зміщення 46 мм+ m_{i_l} (m_{i_b})
$M_{\max}(U) = 18380 \text{ кНм}$	$M_{\max}(U) = 18471 \text{ кНм}$
$M_{\max}(V) = 18290 \text{ кНм}$	$M_{\max}(V) = 18381 \text{ кНм}$
$\sigma_{\max}(U) = \frac{18380 \text{ кНм}}{360,697 \text{ м}^3} = 50,957 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	$\sigma_{\max}(U) = \frac{18471 \text{ кНм}}{360,697 \text{ м}^3} = 51,209 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$
$\sigma_{\max}(V) = \frac{18290 \text{ кНм}}{397,777 \text{ м}^3} = 45,980 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	$\sigma_{\max}(V) = \frac{18381 \text{ кНм}}{397,777 \text{ м}^3} = 46,209 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$

Оскільки значення $\sigma_{\max}(U)$ та $\sigma_{\max}(V)$ відносяться до усього найслабшого перерізу з віконними отворами, то нам необхідно визначити величину граничного напруження, що виникає в окремому найслабшому конструктивному елементі цього перерізу. Для цього необхідно побудувати епюри поздовжніх та поперечних максимальних напружень, що проходять через відповідний найслабший конструктивний елемент. У нашому випадку ми розглядатимемо три елементи, що найбільш віддалені від центральних осей та сприймають найбільші напруження (рис. 5).

Таким чином отримані значення максимальних згинальних моментів, що виникають в найслабших місцях висотної споруди. Необхідно порівняти ці значення з максимальними згинальними моментами, що можуть витримати перерізи найслабших елементів висотної споруди. Оскільки наші найслабші несучі елементи висотної споруди мають прямокутну форму, то момент опору відповідного прямокутного перерізу та максимальний згинальний момент визначаються як [5]:

$$W_{(U)} = \frac{b \cdot h^2}{6}, \quad M_{(U)} = \sigma_c \cdot W_{(U)},$$

$$W_{(V)} = \frac{h \cdot b^2}{6}, \quad M_{(V)} = \sigma_c \cdot W_{(V)},$$

де σ_c – максимальне напруження стиску та деформації бетону відповідного класу міцності (ми прийматимемо клас міцності бетону C25/30, а саме $\sigma_c = 17$ МПа) [1].

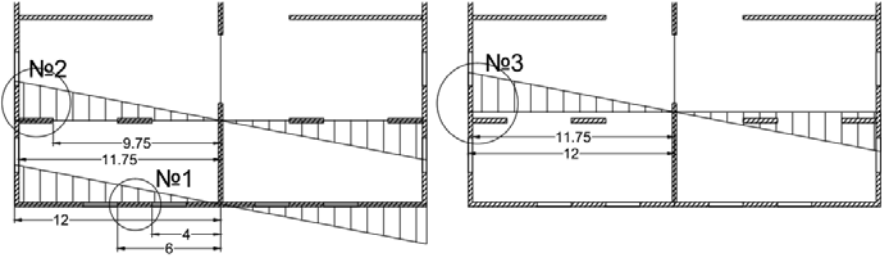


Рис. 5. Схема поперечних епюр максимальних напружень

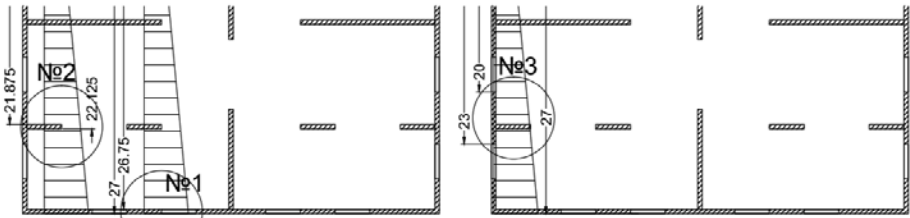


Рис. 6. Схема поздовжніх епюр максимальних напружень

Зведемо всі результати обчислень до таблиці 4.

Таблиця 4.

Згинальні моменти в найслабших місцях моделі висотної споруди

№	Поперечні моменти, кНм		Поздовжні моменти, кНм	
	1-й розрахунковий стан	2-й розрахунковий стан	1-й розрахунковий стан	2-й розрахунковий стан
1	1,277 кНм	1,284 кНм	0,0098 кНм	0,001 кНм
2	1,277 кНм	1,284 кНм	0,0098 кНм	0,001 кНм
3	0,030 кНм	0,030 кНм	2,124 кНм	2,133 кНм

На останньому етапі аналізу результатів необхідно порівняти отримані результати між собою. Спочатку визначимо 20% від значень експлуатаційного моменту найслабшого конструктивного несучого елемента. У таблиці 5 наведені максимальні значення моментів, які витримують найслабші елементи.

Таблиця 5.

Максимальні згинальні моменти у найслабших місцях висотної споруди

№	Розміри перерізів (ш × в), м	Поперечні моменти опору $W_{(U)}$, м ³	Поздовжні моменти опору $W_{(V)}$, м ³	Поперечні моменти, кНм	Поздовжні моменти, кНм
1	2,0 × 0,25	0,0208	0,1667	353,6 кНм	2834 кНм
2	2,0 × 0,25	0,0208	0,1667	353,6 кНм	2834 кНм
3	0,25 × 3,0	0,3750	0,03125	6375 кНм	531,3 кНм

У таблиці 6 наведені експлуатаційні значення моментів у найслабших несучих елементах висотної споруди, що складають приблизно 80% від максимального значення зусиль (відсоток характеризується коефіцієнтом запасу чи надійності).

Таблиця 6.

Експлуатаційні моменти у найслабших місцях висотної споруди

№	$M_{(U)}$, кНм	$M_{(V)}$, кНм	Експлуатаційні моменти	
			$M_{(U)екс}$, кНм	$M_{(V)екс}$, кНм
1	353,6 кНм	2834 кНм	282,88 кНм	2267,2 кНм
2	353,6 кНм	2834 кНм	282,88 кНм	2267,2 кНм
3	6375 кНм	531,3 кНм	5100 кНм	425,04 кНм

Визначимо 20% від експлуатаційних моментів (таблиця 7) та знайдемо відсоток, що припадає на СКП приросту зусилля в найслабшому місці моделі висотної споруди за умов впливу похибок виконання геодезичних та монтажних робіт; похибок визначення параметрів ґрунтової основи та величини крену.

Таблиця 7.

Порівняння результатів

№	20% від $M_{(U)екс}$, кНм	20% від $M_{(V)екс}$, кНм	$m_{M_{(U)}}$, кНм	$m_{M_{(V)}}$, кНм	$\frac{m_{M_{(U)}}}{M_{(U)}}$	$\frac{m_{M_{(V)}}}{M_{(V)}}$
1	56,6 кНм	453,4 кНм	1,277 кНм	0,0098 кНм	≈2,3%	≈0%
2	56,6 кНм	453,4 кНм	1,277 кНм	0,0098 кНм	≈2,3%	≈0%
3	1020 кНм	85,0 кНм	0,030 кНм	2,124 кНм	≈0%	≈2,5%

Висновки. За результатами аналізу впливу випадкових похибок виконання геодезичних та монтажних робіт, похибок визначення параметрів ґрунтової основи та визначення величини крену можна зробити наступні висновки:

- результати залежать від індивідуальних параметрів висотної споруди (геометрії; висоти, розташування несучих елементів і т.п.);
- варіація зусиль у найслабших місцях моделі висотної споруди m_{Mi} , що спричинена зміною розрахункових параметрів є незначною.

Перспективи наступних досліджень. На наступному етапі досліджень необхідно проаналізувати: наскільки можна змінити точність виконання геодезичних та монтажних робіт, щоб варіація зусиль m_{Mi} не перевищувала певного відсотка від 20% значення експлуатаційного зусилля в найслабшому місці модулі висотної споруди. Дослідити та проаналізувати роботу вузлів, що найбільш віддалені від центральних осей висотної споруди.

Література

1. ДБН В.1.3-2:2010. Геодезичні роботи у будівництві. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 70 с.
2. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с.
3. Лира 9.4. Руководство пользователя. Учебное пособие. – К.: «ФАКТ», 2008. – 166 с.
4. ДСТУ Б.В.2.1-4-96. Грунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. – 64 с.
5. Спротивление материалов: Учебник для вузов. А.В. Александров, В.Д. Потапов, Б.Р. Державин. – 3-е изд. испр. – М.: Высш.шк., 2003. – 560с.: ил.

Аннотация

Предлагается методика исследования влияния определенных факторов на результаты моделирования напряженно-деформированного состояния (НДС) модели высотного сооружения. Представленная методика позволяет проанализировать влияние следующих факторов: случайной погрешности выполнения геодезических работ; случайных погрешностей определения параметров грунтового основания; случайной погрешности определения величины крена высотного сооружения на результаты моделирования и вычисления НДС системы «высотное сооружение - грунтовое основание».

Annotation

The methods of investigation of the influence of certain factors on the results of modeling the stress-strain state (SSS) of high-rise building model is represented.. The presented method allows to analyze the influence of the following factors: the random geodetic errors; random errors in determining the parameters of ground base , the random error in determining the magnitude of the high-rise buildings tilt on a SSS of the system "high-rise building – ground base".