

Проведен анализ особенностей и эффективности работы антивирусных систем для Android. Проанализировано современное состояние Android на предмет вирусных атак. Приведена типология вирусов по доступу к данным и их опасности. Проведен анализ типологии и функций троянских программ (вирусов), которые могут использоваться на Android. Освещена проблематика тестирования эффективности работы антивирусных систем для Android. Проведено исследование эффективности работы антивирусных систем на Android. На основе исследований представлены рекомендации по повышению защиты от вирусов при использовании антивирусных приложений для Android.

Ключевые слова: антивирус, Android, вирус, троянская программа, смартфон, антивор, сканер.

Kachurin O.O., Kit A.Yu. The Analysis of Features and Performance Protection of Viruses for Android

This paper is devoted to the analysis of the characteristics and performance of antivirus systems for android. The analysis of the current state of Android in terms of virus attacks is being conducted. A typology of viruses on access to data and their dangers is made. The analysis of the typology and functions of Trojans (viruses) that can be used on Android is completed. The scope of the study of the test performance of antivirus for Android is described. A study of the effectiveness of anti-virus on Android is given. Some recommendations to improve virus protection using anti-virus applications for Android are proposed based on the studies conducted.

Keywords: antivirus, Android, virus, Trojan, smartphone, antitheft, scanner.

УДК 621.01:624.046.3

РОЗРАХУНОК НА СТІЙКІСТЬ БАГАТОПРОГОНОВОЇ ВИСОТНОЇ КОНСТРУКЦІЇ З ЛОКАЛЬНИМИ ПОСЛАБЛЕННЯМИ

О.Є. Кунта^{1,2}

Побудовано математичну модель напружено-деформованого стану та узагальнений алгоритм розрахунку багатопрогонової висотної конструкції на стійкість із застосуванням неklasичної теорії балок С. Тимошенка. Споруда заземлена в основі і додатково закріплена на межах прогонів за допомогою відтяжок. На верхньому кінці висотна конструкція навантажена статичною осьюою силою. Момент інерції поперечного перерізу і поздовжня сила змінюються за ступінчастим законом по висоті. Місцеві послаблення розглянуто як пружні шарнірні з'єднання прогонів. Розрахунок виконано з урахуванням податливості кріпильних вузлів, із застосуванням матричного методу початкових параметрів. На розрахункових прикладах проілюстровано вплив місцевих послаблень на стійкість висотної конструкції.

Ключові слова: багатопрогонова висотна конструкція, локальні послаблення, стійкість, теорія балок С. Тимошенка, матричний метод початкових параметрів.

Постановка проблеми. У канатних установках для транспортування деревини, на підіймально-транспортних машинах та пристроях, установках вітрової енергетики, бурових установках, лініях електропередач тощо широко застосовують висотні несні конструкції щоглового типу. Здебільшого, такі конструкції жорстко закріплюють на фундаментах і додатково з'єднують з основою за допомогою відтяжок або інших кріпильних елементів.

Основним критерієм працездатності щоглових конструкцій є їхня стійкість. Саме тому проблемі стійкості пружних систем у науковій літературі приділяють значну увагу. Класичні задачі стійкості пружних однопрогонових і багатопрогонових систем зводяться до знаходження й аналізу фундаментальних розв'язків диференціальних рівнянь зігнутої осі стрижня [1-3, 4, 5]. Для дослідження стійкості висотних довгомірних конструкцій застосовують також енергетичні та динамічні критерії [6, 8]. Вивчають вплив особливостей прикладання навантажень, зокрема дії неконсервативних сил на стійкість однопрогонових конструкцій [3, 6, 8]. Досліджують особливості розрахунку складених довгомірних конструкцій [1, 5], а також конструкцій змінного поперечного перерізу [4].

Розглядають вплив власної ваги на стійкість висотних конструкцій [5, 10], а також вплив дії пружного середовища на критичне осьове навантаження стрижнів [1-3, 5]. У зв'язку з однотипністю задач про вільні коливання та про стійкість пружних систем, ці задачі нерідко розв'язують у спільній постановці [8, 10, 13, 15] та розробляють спільні алгоритми розрахунку власних частот, критичних навантажень, а також власних форм коливань та форм деформування на межі стійкості. Особливу увагу приділяють розробленню комп'ютерних методів і алгоритмів розрахунку довгомірних конструкцій на стійкість [1, 2, 11, 13, 16]. Вивчають стійкість довгомірних конструкцій, що перебувають під дією динамічних навантажень [3, 6, 10, 12, 17]. Зауважимо, що у дослідженнях стійкості і коливань висотних або довгомірних конструкцій застосовують як технічну теорію згину [2-4, 7, 17], так і неklasичну теорію балок С. Тимошенка [1, 5, 13, 15]. Для виконання розрахунків багатопрогонових конструкцій набув застосування матричний метод початкових параметрів [2, 7].

Особливе місце відводиться вивченню динаміки та стійкості довгомірних конструкцій з локальними послабленнями, що можуть бути зумовлені місцевими звуженнями поперечного перерізу, наявністю податливих з'єднань, а також дефектами матеріалу, що з'являються у процесі його старіння (корозія, тріщини, розшарування металу тощо). У найпростішому випадку розрахунок таких конструкцій виконують на основі застосування моделей зі скінченим числом ступенів вільності, у яких споруду розглядають як систему твердих тіл, зв'язаних між собою за допомогою пружних шарнірів [4, 6, 16]. У праці [16] вивчено вплив як лінійних, так і нелінійних жорсткісних властивостей пружних шарнірів на стійкість системи під дією неконсервативних сил. Більш точну, двопрогонову модель довгомірної конструкції з лінійним пружним шарніром побудовано зі застосуванням теорії балок С. Тимошенка [13] і реалізовано під час визначення власних частот і критичних навантажень механічної системи. Дослідження коливань і стійкості двопрогонових пружних конструкцій з тріщинами висвітлено у працях [12, 14], у яких розглянуто особливості визначення жорсткісних характеристик локальних послаблень. Експериментальні дослідження динамічної стійкості консольної балки з тріщиною [9] засвідчують несиметричний характер коливальних процесів у механічній системі, що можна пояснити нелінійністю жорсткісної характеристики місцевого послаблення з тріщиною. Для дослідження стійкості двопрогонової конструкції з місцевим послабленням, що характеризується податливістю у поперечному і в оберталь-

¹ аспір. О.Є. Кунта – НУ "Львівська політехніка";

² наук. керівник: проф. І.В. Кузьо, д-р техн. наук – НУ "Львівська політехніка"

ному напрямках та в'язким тертям, пропонують скінченно-елементну модель [11]. На основі застосування технічної теорії згину досліджують вплив системи локальних послаблень типу тріщин на коливання балки з урахуванням дії осьового навантаження [7].

Проведений аналіз досліджень у галузі коливань і стійкості багатопрогонових довгомірних конструкцій засвідчує актуальність проблеми удосконалення методів розрахунку механічних систем з місцевими послабленнями, а також вивчення впливу податливості з'єднань секцій і дефектів матеріалу на несну здатність таких конструкцій.

Мета роботи полягає у розробленні узагальненої математичної моделі й ефективного алгоритму розрахунку на стійкість багатопрогонової висотної конструкції з системою локальних послаблень із застосуванням теорії балок С. Тимошенка і матричного методу початкових параметрів, з урахуванням ступінчастої зміни жорсткості споруди і поздовжньої сили по висоті, а також жорсткісних властивостей кріпильних вузлів.

Виклад основного матеріалу дослідження. Механічну систему багатопрогонової висотної конструкції з локальними послабленнями подаємо на розрахунковій схемі (рис. 1) у вигляді вертикального складеного стрижня, що включає n секцій довжинами l_1, l_2, \dots, l_n і погонними масами $\mu_1, \mu_2, \dots, \mu_n$. На межах секцій передбачаємо наявність кріпильних вузлів масами m_1, m_2, \dots, m_n і пружних зв'язків секцій між собою та секцій з основою. Коефіцієнти жорсткості проміжних опор споруди у поперечному напрямі становлять c_1, c_2, \dots, c_n ; їхні коефіцієнти жорсткості в обергальному напрямі – $c_{\phi 11}, c_{\phi 12}, \dots, c_{\phi 1n}, c_{\phi 21}, c_{\phi 22}, \dots, c_{\phi 2, n-1}$; коефіцієнти жорсткості пружних шарнірних зв'язків секцій – $c_{\phi 1}, c_{\phi 2}, \dots, c_{\phi n}$. Прогини багатопрогонової висотної конструкції позначаємо як w_1, w_2, \dots, w_n ; поздовжні осі ділянок з початками у їхніх нижніх крайніх перерізах – як x_1, x_2, \dots, x_n . Споруда навантажена осьовою силою P .

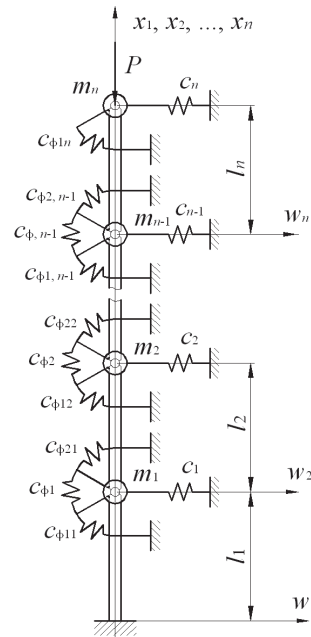


Рис. 1. Розрахункова схема висотної конструкції

Застосовуючи теорію балок С. Тимошенка, диференціальні рівняння деформованої осі висотної конструкції запишемо у вигляді

$$\kappa_i G_i A_i \left(\frac{d^2 w_i}{dx_i^2} - \frac{d\phi_i}{dx_i} \right) = -p_i; E_i I_i \frac{d^2 \phi_i}{dx_i^2} + \kappa_i G_i A_i \left(\frac{dw_i}{dx_i} - \phi_i \right) + P_i \frac{dw_i}{dx_i} = 0, (i = 1, 2, \dots, n), \quad (1)$$

де: E_i, G_i – модулі пружності матеріалу першого та другого родів; κ_i – коефіцієнт, що характеризує вплив деформації зсуву; A_i, I_i – площа та осьовий мо-

мент інерції поперечного перерізу секції; P_i – усереднена поздовжня сила; ϕ_i – кут нахилу дотичної до зігнутої осі конструкції від дії згинальних моментів; p_i – інтенсивність розподіленого навантаження.

Значення усередненої поздовжньої сили знаходимо за формулами:

$$P_i = \left(\frac{\mu_i l_i}{2} + \sum_{j=i+1}^n \mu_j l_j + \sum_{j=i}^n m_j \right) g + P, (i = 1, 2, \dots, n-1); P_n = \left(\frac{\mu_n l_n}{2} + m_n \right) g + P. \quad (2)$$

Виключивши з рівнянь (1) невідому функцію ϕ_i , отримуємо

$$\frac{d^4 w_i}{dx_i^4} + b_i^2 \frac{d^2 w_i}{dx_i^2} = \frac{p_i}{E_i I_i}, \text{ де } b_i^2 = \frac{P_i}{E_i I_i} (i = 1, 2, \dots, n). \quad (3)$$

З диференціальних рівнянь (1) отримуємо кут нахилу дотичної до зігнутої осі висотної конструкції

$$\phi_i = \left(1 + \frac{P_i}{\kappa_i G_i A_i} \right) \frac{dw_i}{dx_i} + \frac{E_i I_i}{\kappa_i G_i A_i} \frac{d^3 w_i}{dx_i^3}. \quad (4)$$

Згинальний момент і поперечну силу у поперечному перерізі конструкції, згідно з теорією балок С. Тимошенка, запишемо як

$$M_i = -E_i I_i \frac{d\phi_i}{dx_i}; Q_i = \kappa_i G_i A_i \left(\frac{dw_i}{dx_i} - \phi_i \right) (i = 1, 2, \dots, n). \quad (5)$$

З урахуванням залежностей (1), співвідношення (5) перетворюємо до вигляду

$$M_i = -E_i I_i \frac{d^2 w_i}{dx_i^2} - E_i I_i \frac{p_i}{\kappa_i G_i A_i}; Q_i = -P_i \frac{dw_i}{dx_i} - E_i I_i \frac{d^3 w_i}{dx_i^3} (i = 1, 2, \dots, n). \quad (6)$$

Для випадку, коли висотна конструкція защемлена в основі, на її нижньому кінці прогин і кут повороту поперечного перерізу, зумовлений дією згинальних моментів, дорівнюють нулю:

$$w_1(0) = 0; \phi_1(0) = 0. \quad (7)$$

Крайові умови для стиків сусідніх ділянок споруди запишемо у вигляді:

$$w_{i+1}(0) = w_i(l_i); \phi_{i+1}(0) = \left(1 + \frac{c_{\phi i}}{c_{\phi i}} \right) \phi_i(l_i) - \frac{1}{c_{\phi i}} M_i(l_i);$$

$$M_{i+1}(0) = - \left(c_{\phi i} + c_{\phi 2i} + \frac{c_{\phi i} c_{\phi 2i}}{c_{\phi i}} \right) \phi_i(l_i) + \left(1 + \frac{c_{\phi 2i}}{c_{\phi i}} \right) M_i(l_i);$$

$$Q_{i+1}(0) = Q_i(l_i) + c_{\gamma i} w_i(l_i), i = \overline{1, n}. \quad (8)$$

Перша з цих рівностей є умовою спряження сусідніх секцій, три інші впливають з умов рівноваги шарнірно сполучених їхніх кінців.

Аналогічно запишемо крайові умови для верхнього кінця споруди:

$$c_{\phi n} \phi_n(l_n) + M_n(l_n) = 0; c_{\gamma n} w_n(l_n) + Q_n(l_n) = 0. \quad (9)$$

За відсутності бокового навантаження споруди диференціальні рівняння зігнутих осей ділянок (3) спрощуються і набувають вигляду

$$\frac{d^4 w_i}{dx_i^4} + b_i^2 \frac{d^2 w_i}{dx_i^2} = 0, i = \overline{1, n}. \quad (10)$$

Розв'язки однорідних диференціальних рівнянь (10) та їх похідні подаємо у матричному вигляді

$$Y_i(x_i) = S_i(x_i) \cdot Y_i(0), i = \overline{1, n}, \quad (11)$$

де:
$$Y_i(x_i) = \text{col}[w_i(x_i), w_i'(x_i), w_i''(x_i), w_i'''(x_i)]; \quad (12)$$

$$S_i(x_i) = \begin{pmatrix} 1 & x_i & \frac{1}{b_i^2}(1 - \cos b_i x_i) & \frac{1}{b_i^3}(b_i x_i - \sin b_i x_i) \\ 0 & 1 & \frac{1}{b_i} \sin b_i x_i & \frac{1}{b_i^2}(1 - \cos b_i x_i) \\ 0 & 0 & \cos b_i x_i & \frac{1}{b_i} \sin b_i x_i \\ 0 & 0 & -b_i \sin b_i x_i & \cos b_i x_i \end{pmatrix}, i = \overline{1, n}. \quad (13)$$

З диференціальних залежностей (4) і (6) отримуємо вирази похідних функції $w_i(x_i)$:

$$\frac{dw_i}{dx_i} = \phi_i + \frac{Q_i}{\kappa_i G_i A_i}; \quad \frac{d^2 w_i}{dx_i^2} = -\frac{M_i}{E_i I_i} - \frac{p_i}{\kappa_i G_i A_i}; \quad \frac{d^3 w_i}{dx_i^3} = -\frac{P_i}{E_i I_i} \phi_i - \frac{1}{E_i I_i} \left(1 - \frac{P_i}{\kappa_i G_i A_i}\right) Q_i, i = \overline{1, n}. \quad (14)$$

Долучаючи до рівностей (4), (6), (14) тотожність $w_i \equiv w_i$, і, припускаючи, що бокове навантаження p_i відсутнє, записуємо матричні співвідношення взаємозв'язків між функцією $w_i(x_i)$ і її похідними, з одного боку, та фізичними величинами, що характеризують напружено-деформований стан конструкції, з іншого боку,

$$F_i(x_i) = A_i Y_i(x_i); \quad Y_i(x_i) = B_i F_i(x_i) \quad (i=1, 2, \dots, n), \quad (15)$$

де:
$$F_i(x_i) = \text{col}[w_i(x_i), \phi_i(x_i), M_i(x_i), V_i(x_i)]; \quad (16)$$

$$A_i = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 + \frac{P_i}{\kappa_i G_i A_i} & 0 & \frac{E_i I_i}{\kappa_i G_i A_i} \\ 0 & 0 & -E_i I_i & 0 \\ 0 & -P_i & 0 & -E_i I_i \end{pmatrix}; \quad B_i = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & \frac{1}{\kappa_i G_i A_i} \\ 0 & 0 & -\frac{1}{E_i I_i} & 0 \\ 0 & -\frac{P_i}{E_i I_i} & 0 & -\frac{1}{E_i I_i} \left(1 - \frac{P_i}{\kappa_i G_i A_i}\right) \end{pmatrix}. \quad (17), (18)$$

Крайові умови (8), (9) подаємо у матричному вигляді:

$$F_{i+1}(0) = H_i F_i(l_i) \quad (i = 1, 2, \dots, n); \quad F_{n+1} = H_n F_n(l_n), \quad (19)$$

де:
$$F_{n+1} = \text{col}(w_n(l_n), \phi_n(l_n), 0, 0); \quad (20)$$

$$H_i = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 + \frac{c_{\phi l_i}}{c_{\phi i}} & -\frac{1}{c_{\phi i}} & 0 \\ 0 & -c_{\phi l_i} - c_{\phi 2i} - \frac{c_{\phi l_i} c_{\phi 2i}}{c_{\phi i}} & 1 + \frac{c_{\phi 2i}}{c_{\phi i}} & 0 \\ c_{y i} & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}, i = \overline{1, n-1}; \quad H_n = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & -c_{\phi n} & 1 & 0 \\ c_{y n} & 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}. \quad (21), (22)$$

З урахуванням матричних співвідношень (11)-(13), (15)-(18), (19)-(22), отримуємо матричний зв'язок геометричних і силових параметрів на кінцях споруди

$$F_{n+1} = \left(\prod_{i=n}^1 H_i A_i S_i(l_i) B_i \right) \cdot F_1(0), \quad (23)$$

де матриця-колонка $F_1(0)$, згідно з крайовими умовами (7), має вигляд

$$F_1(0) = \text{col}(0, 0, M_1(0), Q_1(0)). \quad (24)$$

Задаючи почергово матрицю-колонку (24) у вигляді

$$F_1(0) = \text{col}(0, 0, 1, 0) \quad \text{або} \quad F_1(0) = \text{col}(0, 0, 0, 1), \quad (25)$$

за допомогою матричної залежності (23) визначаємо реакції третього і четвертого елементів матриці-колонки F_{n+1} на одиничні значення третього і четвертого елементів матриці-колонки $F_1(0)$. Реакції третього елемента матриці-колонки F_{n+1} на одиничні значення згинального моменту $M_1(0)$ і поперечної сили $Q_1(0)$ позначаємо як r_{33} і r_{34} ; реакції четвертого елемента матриці-колонки F_{n+1} на одиничні значення відповідних елементів матриці-колонки $F_1(0)$ позначаємо як r_{43} і r_{44} . Тоді, з урахуванням крайових умов (9), отримуємо систему алгебричних рівнянь:

$$r_{33} M_1(0) + r_{34} Q_1(0) = 0; \quad r_{43} M_1(0) + r_{44} Q_1(0) = 0. \quad (26)$$

Для існування ненульових розв'язків системи (26) потрібно, щоб її визначник дорівнював нулю, тобто

$$\begin{vmatrix} r_{33} & r_{34} \\ r_{43} & r_{44} \end{vmatrix} = 0. \quad (27)$$

Оскільки коефіцієнти алгебричних рівнянь (26) є функціями осевого навантаження споруди P , співвідношення (27) можна розглядати як характеристичне рівняння для знаходження критичних значень навантаження $P_{k1}, P_{k2}, P_{k3}, \dots$. У процесі виконання розрахунку багатопрогонової висотної конструкції на стійкість значення поздовжніх сил на її ділянках визначаємо за формулами (2).

Для критичних значень осевого навантаження обчислюємо початкові параметри напружено-деформованого стану ділянок багатопрогонової висотної конструкції за допомогою залежності

$$F_i(0) = \left(\prod_{j=i}^1 H_j A_j S_j(l_j) B_j \right) F_1(0), i = \overline{1, n}, \quad (28)$$

яка безпосередньо впливає із співвідношень (11), (15), (19), і обчислюємо форми прогинів, кутів повороту поперечних перерізів і згинальних моментів за формулами

$$F_i(x_i) = A_i S_i(x_i) B_i F_i(0) \quad (i=1, 2, \dots, n), \quad (29)$$

які є наслідком співвідношень (11), (15).

Отже, для визначення спектра критичних сил спершу за допомогою залежностей (23), (25) визначаємо коефіцієнти алгебричних рівнянь (26), після чого знаходимо корені трансцендентного рівняння (27). Форми геометричних і силових параметрів поперечних перерізів конструкції отримуємо із застосуванням співвідношень (28), (29).

Результати дослідження. Розглянемо багатопрогонову висотну конструкцію будівельного підйомального пристрою ZREMB-Gniezno-1000, яка складається із набору секцій, а її висота може змінюватися від 15,00 до 150,00 м з кроком 9,00 м. Номінальне осьове навантаження щогли становить 32,00 кН. Проведемо розрахунки на стійкість компоновок щогли висотою 15,00 м і 60,00 м. Основні механічні параметри елементів щогли наведено у табл. 1.

Табл. 1. Параметри багатопрогонової висотної конструкції

Параметр	Одиниця виміру	Числове значення
l_1	м	12,00
$l_2 \dots l_{n-1}$	м	9,00
l_n	м	3,00
$E_1 \dots E_n$	Н/м ²	$2,10 \cdot 10^{11}$
$G_1 \dots G_n$	Н/м ²	$8,10 \cdot 10^{10}$
$\kappa_1 \dots \kappa_n$	–	0,80
$A_1 \dots A_n$	м ²	$3,34 \cdot 10^{-3}$
$I_1 \dots I_n$	м ⁴	$3,26 \cdot 10^{-4}$
$\mu_1 \dots \mu_n$	кг/м	41,68
$m_1 \dots m_{n-1}$	кг	10,00
m_n	кг	35,00
$c_1 \dots c_n$	Н/м	$3,50 \cdot 10^6$
$c_{\varphi 1} \dots c_{\varphi n}$	Н·м/рад	$1,00 \cdot 10^7$
$c_{\varphi 11} \dots c_{\varphi 1n}$	Н·м/рад	$1,25 \cdot 10^3$
$c_{\varphi 21} \dots c_{\varphi 2n}$	Н·м/рад	$1,25 \cdot 10^3$

Результати визначення критичного навантаження, критичного напруження, а також гнучкості і коефіцієнта зведеної довжини конструкції для різних умов її закріплення, за наявності та за відсутності локальних послаблень, наведено у табл. 2.

Табл. 2. Розрахункові значення характеристик стійкості висотної конструкції

Висота щогли l , м	Кількість ділянок n	Номери на-явних опор	Гнуч-кість λ	Коефіцієнт зведеної ви-соти μ	Значення критичної сили, кН	Критичне на-пруження σ_k , МПа
а) конструкція без локальних послаблень						
15,00	2	–	96,025	2,0000	747,85	225,14
60,00	7	5	200,23	1,0426	167,74	57,112
60,00	7	5, 7	77,464	0,4033	1141,8	348,74
б) конструкція з локальними послабленнями						
15,00	2	–	100,74	2,0982	679,60	204,71
60,00	7	5	261,94	1,3639	96,205	35,694
60,00	7	5, 7	99,297	0,51704	691,90	214,05

Як показують дослідження, на критичне навантаження та критичне напруження щогли істотно впливають не лише її висота і спосіб закріплення до основи, а й локальні послаблення у місцях з'єднання секцій. Причому збільшення висоти споруди, і, відповідно, числа з'єднувальних вузлів, що ослаблюють конструкцію, підсилюють вплив локальних послаблень на значення критичної сили. Так, локальне послаблення двопрогонової висотної конструкції висотою 15,00 м призводить до зменшення критичного навантаження всього на 9,126 %. Водночас, локальне послаблення двопрогонової конструкції висотою 60,00 м з однією додатковою опорою призводить до зменшення критичної сили на 42,646 %, а локальне послаблення споруди з двома додатковими опорами – до зменшення критичної сили на 39,403 %. Збільшення жорсткості несної конструкції завдяки встановленню додаткових проміжних опор дещо зменшує вплив місцевих послаблень на стійкість споруди. Отримані форми прогинів (рис. 2 (а) і 3 (а)) ілюструють обмежений характер поступальних переміщень перерізів висотної конструкції навпроти опор. Скачки кутів повороту поперечних перерізів, що спостерігаються на рис. 2 (б) і 3 (б), свідчать про взаємні кутові зміщення поперечних перерізів сусідніх секцій споруди у місцях з'єднання. Максимальні згинальні моменти, згідно з формами, наведеними на рис. 2 (в) і 3 (в), здебільшого, виникають у вузлах з'єднання секцій. Отже, податливість довгомірних висотних конструкцій у місцях їх локальних послаблень може призводити до істотного зниження критичних навантажень несної системи, а зони з локальними послабленнями потрібно розглядати як найбільш небезпечні з огляду на можливе руйнування конструкцій під дією критичних навантажень.

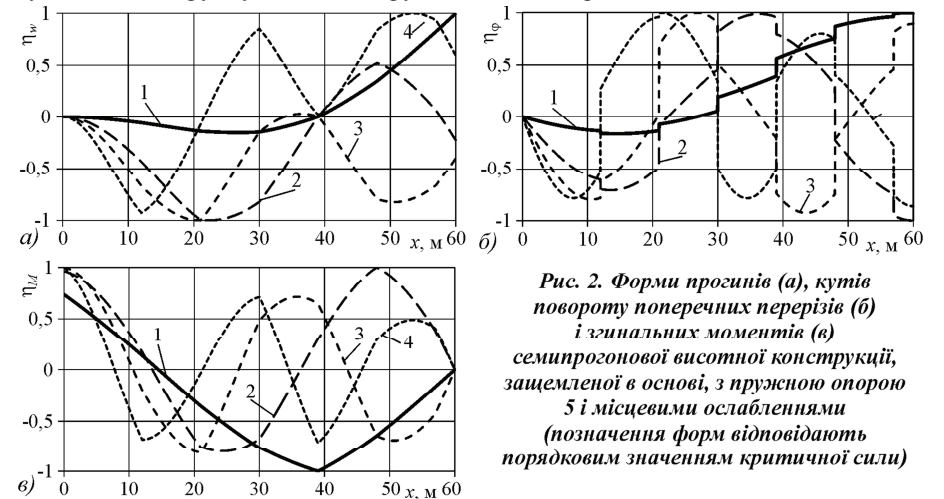


Рис. 2. Форми прогинів (а), кутів повороту поперечних перерізів (б) і згинальних моментів (в) семипрогонової висотної конструкції, заземленої в основі, з пружною опорою 5 і місцевими ослабленнями (позначення форм відповідають порядковим значенням критичної сили)

Висновки. Як показали дослідження, місцеві послаблення щоглових конструкцій, які можуть виникати у зв'язку зі значною податливістю з'єднань секцій або за наявності дефектів матеріалу, можуть призводити до значного зниження критичних навантажень споруди і, навіть, втрати її стійкості, що потрібно враховувати під час проектування опор канатних лісотранспортних сис-

тем, гірськолижних витягів, ліній електропередач, об'єктів вітрової енергетики, опорних і стрілових конструкцій підйомно-транспортних машин, бурових веж тощо.

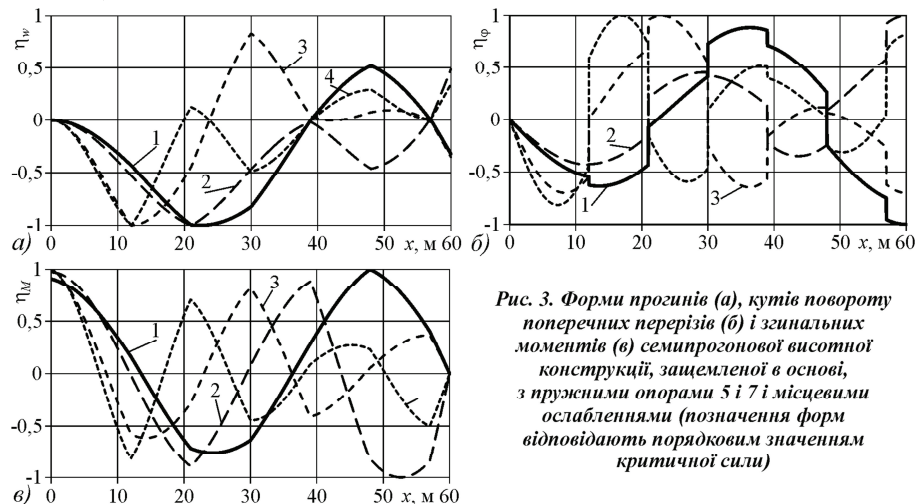


Рис. 3. *Форми прогинів (а), кутів повороту поперечних перерізів (б) і згинальних моментів (в) семипрогонової висотної конструкції, зацмеленої в основі, з пружними опорами 5 і 7 і місцевими ослабленнями (позначення форм відповідають порядковим значенням критичної сили)*

Розроблена узагальнена математична модель напружено-деформованого стану багатопрогонових висотних конструкцій з локальними послабленнями і побудований алгоритм розрахунку таких конструкцій на стійкість дають змогу враховувати вплив податливості з'єднувальних вузлів на особливості роботи конструкцій під час їх проектування та забезпечувати ефективне функціонування тривалоексплуатованих технічних об'єктів з урахуванням залишкової міцності відповідальних вузлів.

Література

1. Баженов В.А. Строительная механика. Специальный курс: Применение метода граничных элементов / В.А. Баженов, А.Ф. Дашенко, Л.В. Коломиец, В.Ф. Оробей. – Одесса : Изд-во "Астропринт", 2001. – 286 с.
2. Баженов В.А. Будівельна механіка. Комп'ютерні технології : підручник / В.А. Баженов, А.В. Перельмутер, О.В. Шишов / за заг. ред. д-ра техн. наук, проф. В.А. Баженова. – К. : Вид-во "Каравела", 2009. – 696 с.
3. Вольмир А.С. Устойчивость упругих систем. – М. : Изд-во "Наука". Гл. ред. физ.-мат. лит.-ры, 1963. – 880 с.
4. Смирнов А.Ф. Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений : учебник [для студ. ВУЗов] / А.Ф. Смирнов, А.В. Александров, Б.Я. Лашеников, Н.Н. Шапошников / под ред. А.Ф. Смирнова. – М. : Изд-во "Стройиздат", 1984. – 416 с.
5. Тимошенко С.П. Устойчивость стержней и оболочек / С.П. Тимошенко. – М. : Изд-во "Наука". Гл. ред. физ.-мат. лит.-ры, 1971. – 808 с.
6. Филин А.П. Прикладная механика твердого деформируемого тела: Сопротивление материалов с элементами теории сплошных сред и строительной механики. – М. : Изд-во "Наука". Гл. ред. физ.-мат. лит.-ры. – 1981. – Т. III. – 480 с.
7. Binici Baris. Vibration of beams with multiple open cracks subjected to axial force / Baris Binici // Journal of Sound and Vibration. – 2005. – Vol. 287. – Pp. 277-295.
8. Drgania i statecznosc ukladow smuklych. Praca zbiorowa pod kierunkiem naukowym i redakcja Lecha Tomskiego. – Warszawa : Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, 2004. – 344 s.

9. Brandon J.B. An experimental investigation into the topological stability of a cracked cantilever beam / J.B. Brandon, C. Sudraud // Journal of Sound and Vibration. – 1998. – Vol. 211(4). – Pp. 555-569.
10. Dario J. Aristizabal-Ochoa. Static and dynamic stability of uniform shear beam-columns under generalized boundary conditions / J. Dario // Journal of Sound and Vibration. – 2007. – Vol. 307. – Pp. 69-88.
11. Mladenov K.A. Stability of a jointed free-free beam under end rocket thrust / K.A. Mladenov, Y. Sugiyama // Journal of Sound and Vibration. – 1997. – Vol. 199(1). – Pp. 1-15.
12. Kim K.H. Effect of a crack on the dynamic stability of a free-free beam subjected to a follower force / K.H. Kim, J.-H. Kim // Journal of Sound and Vibration. – 2000. – Vol. 233(1). – Pp. 119-135.
13. Arboleda-Monsavle Luis G. Stability and natural frequencies of a weakend Timoshenko beam – column with generalized and conditions under constant axial load / Luis G. Arboleda-Monsavle, David G. Zapato-Medina, J. Dario Aristzabol-Ochota // Journal of Sound and Vibration. – 2007. – Vol. 307. – Pp. 89-112.
14. Dado M.H.F. Coupled transverse and axial vibratory behaviour of cracked beam with end mass and rotary inertia / M.H.F. Dado, O. Abuzeid // Journal of Sound and Vibration. – 2003. – Vol. 261. – Pp. 675-696.
15. Farchaly S.H. Exact frequency and mode shape formulae for studying vibration and stability of Timoshenko beam system / S.H. Farchaly, M.G. Shebl // Journal of Sound and Vibration. – 1995. – Vol. 180. – Pp. 205-227.
16. Glabisz W. Stability of discrete systems under nonconservative loading with dynamic follower parameter / W. Glabisz // Computers & Structures. – 1996. – Vol. 60, No. 4. – Pp. 653-663.
17. Wojciech Sochacki. The dynamic stability of a simply supported beam with additional discrete elements / Sochacki Wojciech // Journal of Sound and Vibration. – 2008. – Vol. 314. – Pp. 180-193.

Надійшла до редакції 15.06.2016 р.

Кунта О.Е. Расчёт на устойчивость многопролётной высотной конструкции с локальными ослаблениями

Построена математическая модель напряжённо-деформированного состояния и разработан алгоритм расчёта многопролётной высотной конструкции на устойчивость с использованием неклассической теории балок С. Тимошенко. Сооружение зацмелено в основании и дополнительно закреплено на границах пролётов при помощи оттяжек. На верхнем конце высотная конструкция нагружена статической осевой силой. Момент инерции поперечного сечения и продольная сила являются кусочно-постоянными функциями продольной координаты. Локальные ослабления рассмотрены как упругие шарнирные соединения пролётов. Расчёт выполнен с учётом податливости крепёжных узлов, с использованием матричного метода начальных параметров. На примерах проиллюстрировано влияние локальных ослаблений на устойчивость высотной конструкции.

Ключевые слова: многопролётная высотная конструкция, локальные ослабления, устойчивость, теория балок С. Тимошенко, матричный метод начальных параметров.

Kunta O.Ye. Calculation for Stability of High-rise Construction with Local Weakening

The mathematical model of stress-strain state and generalized algorithm for calculation for stability of high-rise construction are built using non-classical theory of beams S. Timoshenko. The structure fixed at the base and attached to an additional runs with help of rope. At the upper end of the high-rise construction loaded static axial force. The moment of inertia of the cross-sectional and longitudinal strength changing by the law stepped in height. The calculation is performed with taking into account compliance of fastening element nodes, using the matrix method of initial parameters. Influence of local weakening for stability of high-rise construction is illustrated by examples.

Keywords: high-rise construction, local weakening, stability, theory S. Timoshenko beams, matrix method of initial parameters.