

РОЗРАХУНОК БАШТОВОЇ СПОРУДИ НА ВИТРИВАЛІСТЬ З ВРАХУВАННЯМ ВИХРОВОГО ЗБУДЖЕННЯ

Валерій Нужний¹, Михайло Дауров²

^{1,2} Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037

¹ nuzhnyi.vv@knuba.edu.ua <https://orcid.org/0000-0002-0400-3204>

² daurov.mk@knuba.edu.ua, <https://orcid.org/0000-0002-6338-4326>

Анотація. Вихрове збудження проявляється у всіх баштових спорудах із суцільним або решітчастим перерізом при відносно рівних ширині і глибині перерізу. Явище пов'язано з почерговим зривом вихрів з кромки споруди, які викликають її коливання під впливом інерційних мас в площині, перпендикулярній до дії вітру. Основною умовою прояву вихрового збудження – є дія вітру зі швидкістю, що перевищує певну критичну. Як показали розрахунки реальної баштової споруди, коливання за першою власною частотою і формою відбуваються вже при дії помірного вітру. Це потребує уваги, оцінки кількості коливальних циклів та впровадження критеріїв врахування сумісної дії фронтального вітру та вихрового збудження на споруду та розрахунку конструкції на витривалість.

Парадоксом є те, що дане явище не є широко відомим в інженерній практиці, а вказівки щодо обов'язкового розрахунку споруд на вихрове збудження з'явилися лише із введенням в дію зміни 2 до ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи. Норми проектування" в 2020р. В даній роботі проаналізований стан досліджень, наведена доступна методика з розрахунку на вихрове збудження, запроваджена EN 1991-1-4:2005 роботі виконаний розрахунок та аналіз рекламного пілона «Макдональдз» висотою 25,575 м, реалізованого в Києві в 2016р. Розрахунки показали, що для даної споруди властиві коливання від вихрового збудження з доступних джерел метеозведень визначена орієнтовна кількість коливальних циклів, визначені критерії розрахунку споруди на витривалість та виконані узагальнення, що можуть бути застосовані для всіх споруд.



Валерій НУЖНИЙ
старший викладач кафедри металевих і дерев'яних конструкцій



Михайло ДАУРОВ
доцент кафедри металевих і дерев'яних конструкцій,
доктор філософії

Зокрема вказано на необхідність обмеження напружень за межею витривалості за двома діапазонами – на параметричний резонанс від фронтального вітру, та знакозмінні циклічні коливання від вихрового збудження. Виконаний аналіз ефективних перерізів та ефективних конструктивних форм деталей споруд при роботі на дію фронтального вітру із вихровим збудженням.

Ключові слова. Вихрове збудження; інерційні коливання; вітрове навантаження; баштова споруда; розрахунок на витривалість.

ВСТУП

Явище вихрового збудження властиве всім баштовим спорудам під час дії вітру. При цьому відбувається почерговий зрив вихорів, який призводить до коливань споруди в напрямку, перпендикулярному до дії вітру.

Воно відоме ще з початку аеродинамічних досліджень конструкцій і споруд та розробки теорії розрахунку конструкцій на вітрове навантаження. Однак теорія розрахунку конструкцій була сформульована дещо пізніше, а в Україні вказівки щодо розрахунку конструкцій на вихрове збудження з'явилися лише в 2020р із введенням в дію зміни 2 до ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування». В цьому документі також міститься вказівка уникати цього явища конструктивними засобами - встановленням загашувальних пристроїв, улаштуванням спіралевидних лопатей тощо, оскільки циклічність коливань від вихрового збудження є дуже високою. В певних моментах неврахування ефектів від вихрового збудження може призвести до аварійних наслідків. Без сумніву дане явище потребує досліджень і аналізу впливу на конструкції. Також необхідно встановити кількість циклів коливань для визначення критеріїв розрахунку на втому. Дане питання має значну актуальність з точки зору проектування і безпечної експлуатації баштових споруд.

АНАЛІЗ СУЧАСНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Вивченням явища вихрового збудження займалися з самого початку дослідження впливу вітру на конструкції і розробки теорій і методів розрахунку конструкцій з 1950-х років паралельно з формуванням теорії вітрового впливу, дослідження вітрового напору по висоті, визначення аеродинамічних коефіцієнтів, тощо. Потужний вклад в дослідження був внесений аеродинамічною лабораторією університета Західного Онтаріо під керівництвом професора Алана Гарета Девенпорта [1], на основі його теорій і припущень розроблені національні норми США, Канади, Японії, Єврокод. [2, 3, 4,].

Явище впливу вихрового збудження досліджувалося паралельно з основною дією вітру, шляхом дослідження поведінки довгих пружних стержнів під дією вітрового потоку [5,7,8,9].

Складність досліджень і застосування математичного апарату полягає в тому, що при

дослідженнях необхідно визначити переміщення в системі, спричинені вітром, а потім скласти і розв'язати диференціальне рівняння динамічних коливань системи під впливом інерційних сил. Подібний науковий підхід ускладнює застосування його на практиці, тому була розроблена спрощена модель, що застосована в Єврокод [10], де наведені дві методики – для суцільностінчастих стержнів та решітчастих систем..

Також досліджуються конкретні споруди [11, 12, 13, 14, 15]. Так в праці [11] досліджень вплив вихрового збудження на вежу «Лотос» висотою 88м в столиці Шрі-Ланки з врахуванням її витривалості. Автори [13] досліджують вплив вихрового збудження на електроосвітлювальну опору стадіону висотою 37,9 м у Німеччині, зокрема показано, що в даних кліматичних умовах можливий прояв коливань споруди за усіма трьома власними формами коливань. У [14,15], досліджено вплив вихрового збудження на опори вітроенергетичних установок з врахуванням додаткової турбулентності вітру, що викликана обертанням лопастей вітротурбіни, наведено огляд технічних пристроїв для гасіння впливу вихрового збудження.

В Україні проводилися праці щодо вітрового навантаження і аеродинаміки баштових споруд [16,17,18,19,20] Однак не проводилися дослідження споруд на вплив вихрового збудження. З точки зору наявних методик і здобутків всі базові засади були наведені в «Настанові з розрахунку будівель і споруд на дію вітру» 1978 р, де розглянуто виключно прояв вихрового збудження в циліндричних спорудах з числом Рейнольдса $Re > 50$. У якості прикладу був наведений розрахунок на вихрове збудження конічної залізобетонної димової труби, в якій при швидкості вітру близько 17 м/с можуть проявлятися коливання за другою власною формою і частотою, які дають зусилля, що перевищують зусилля від впливу фронтального вітру. У той час, як коливання за першою власною формою та частотою не розглядалися, оскільки вони не дають максимальних зусиль у порівнянні з тим же розрахунком на фронтальний вітер. Однак те, що кількість циклів

таких коливань дуже значна і виникають питання щодо розрахунку з врахуванням витривалості конструкцій, не було розглянуто і враховано.

В СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия», що діяв в Україні до 1.01.2007 містилися вказівки розраховувати на вихрове збудження баштові споруди циліндричної форми на вихрове збудження при їх власних частотах, що не перевищують певні граничні значення для різних вітрових зон. Вихрове збудження в спорудах прямокутної, багатогранної форми, а також в решітчастих системах не розглядалися взагалі. Заглом саме явище вихрового збудження, розрахунки та вплив його на споруди є маловідомими в інженерній практиці і це наразі не достатньо врегульовано національними нормами.

ПОСТАНОВКА МЕТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Для виконання розрахунків баштових споруд на вітрові навантаження з врахуванням дії вихрового збудження необхідно визначити параметри і умови прояву вихрового збудження та за якою власною частотою та формою коливань воно може проявлятися. Також необхідно оцінити кількість та інтенсивність коливальних циклів від вихрового збудження і характеру дії вітру за допомогою аналізу архіву метеоспостережень з відкритих джерел. Після аналізу встановити критерії обмеження напружень при розрахунках на витривалість та встановити закономірності. При цьому слід розглядати сумісну дію на конструкцію фронтального вітру, що викликає динамічні реакції, які за характером напружень є вітровим резонансом і приймають значення від 0 до σ_{\max} та вихрового збудження, що проявляється в площині, перпендикулярній до напрямку дії вітру і приймає значення в діапазоні від $-\sigma$ до $+\sigma$.

МЕТОДИКА РОЗРАХУНКІВ, ОБ'ЄКТ ДОСЛІДЖЕННЯ

Розрахунок споруди виконується за прикладною методикою EN 1991-1-4:2005 як

для стержнів суцільного перерізу. Така ж методика міститься і в зміні 2 до ДБН В.1.2-2:2006, але без достатніх роз'яснень і прикладних схем. Сам характер прояву вихрового збудження представлений на рис.1.

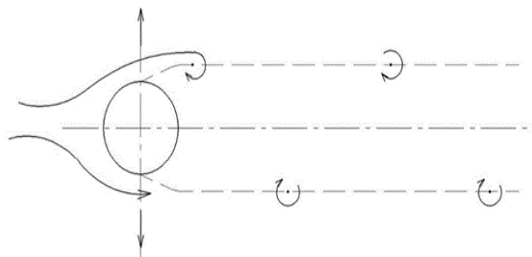


Рис.1 Розвиток вихрового збудження в споруді

Fig.1 Vortex shedding in the structure

При дії фронтального вітру відбувається зрив вихрів, що викликає автоколивання споруди у площині, перпендикулярній до дії вітру за однієї з власних форм коливань (див. рис.2).

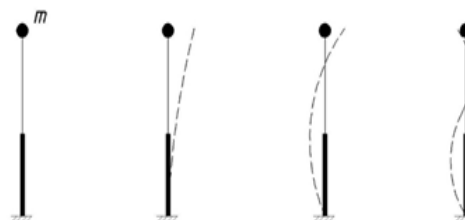


Рис.2. Розрахункова схема і три власних форми коливань

Fig.2. Analysis scheme and three modes of natural oscillations

Спочатку визначається критична швидкість вітру при якій починає відбуватися вихрове збудження для i -ої частоти:

$$V_{cr,i} = \frac{n_i d}{s_i}, \quad (1)$$

де n_i - i -та частота власних коливань, яка відповідає частоті і формі власних коливань;

d - середня ширина або діаметр споруди;

S_t – число Струхалія, яке для пере-різів з наявними гострими кромками приймається 0,11.

Амплітуда коливань при вихровому збудження визначається з рівності:

$$\frac{y_{F,\max}}{b} = \frac{1}{S_t^2} \cdot \frac{1}{S_c} \cdot K \cdot K_w \cdot C_{lat}, \quad (2)$$

де $y_{F,\max}$ – амплітуда поперечних коливань в потоці повітря

S_t – число Струхалія;

S_c – число Скрутона, що визначає схильність конструкції до коливань в аеродинамічному середовищі і визначається за формулою:

$$S_c = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_{i,e}}{\rho \cdot b^2}, \quad (3)$$

де δ_s - логарифмічний декремент згасання,

ρ - густина повітря,

$m_{i,e}$ - приведена еквівалентна маса на одиницю довжини споруди.

b – ширина споруди, що піддається дії вітру;

K – табличний коефіцієнт форми коливань;

K_w – коефіцієнт кореляції;

C_{lat} – коефіцієнт дії бічної сили.

Після визначення амплітуди зусилля визначаються за формулою:

$$F_w(s) = m(s) \cdot (2 \cdot \pi \cdot n_{i,y})^2 \cdot \Phi_{i,y}(s) \cdot y_{F,\max}, \quad (4)$$

де $m(s)$ – розподілена маса конструкції;

$n_{i,y}$ – власна частота коливань;

$\Phi_{i,y}(s)$ – функція форми власних коливань.

Навантаження при цьому прикладають за спрощеними схемами, див рис. 3.

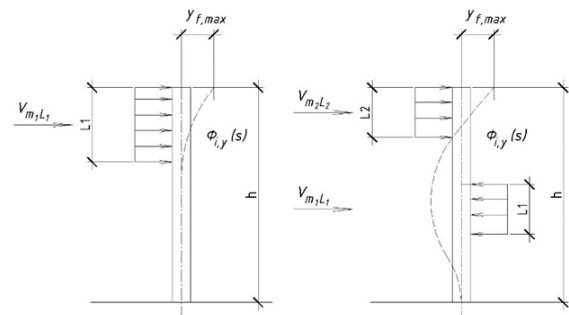


Рис.3 Розрахункові схеми на визначення зусиль від вихрового збудження за першою і другою власними формами коливань

Fig.3 Calculation schemes for determining forces from vortex shedding by the first and second modes of natural oscillations

Був проведений розрахунок споруди рекламного пілону «Макдональдз» з фірмовим знаком загальною висотою 25.575 м, що реалізований у м. Києві. Схема і загальний вигляд пілону наведені на рис.4 та рис.5, відповідно.

Жорсткість елементів двохступеневої споруди прийнята відповідно до креслень і фактичної реалізації. Вага фірмового знаку складає 1т. і розглядається в схемі, як зосереджена маса.

Розрахунок споруди виконаний у програмному комплексі SCAD із моделюванням системи звичайною стержньовою схемою. Був здійснений модальний аналіз споруди з визначенням власних частот коливань, виконаний розрахунок на фронтальний вітер. По власних частотах визначені критичні швидкості вітру розвитку вихрового збудження, які показали, що коливання можуть відбуватися лише за першою формою власних коливань, оскільки вітри із усередненою швидкістю понад 20..25м/с для майданчика будівництва споруди нереальні. Власні частоти коливань та розрахункові критичні швидкості внесені до таблиці 1.

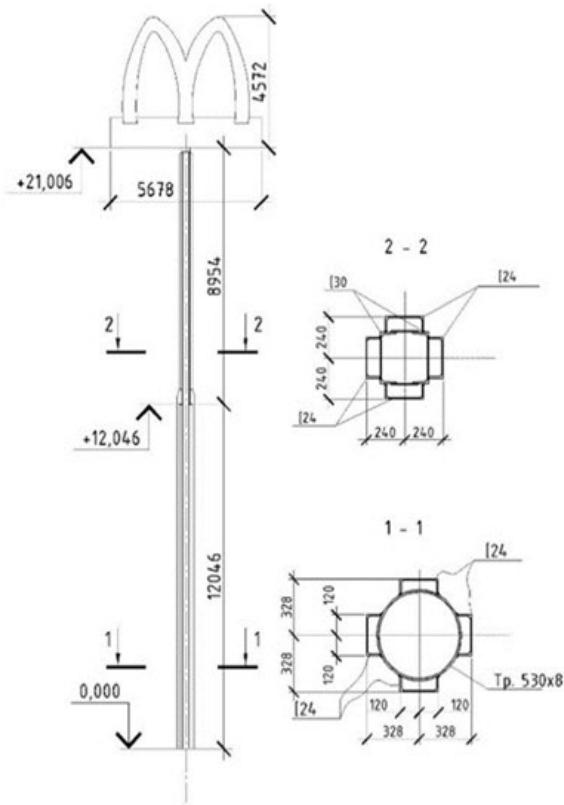


Рис. 4 Схема пілону
Fig.4 Scheme of the totem



Рис. 5. Загальний вигляд пілону.
Fig.5 General view on totem

Табл.1. Власні частоти коливань споруди та критичні швидкості по трьох формах власних коливань
Tabl.1. Own frequencies of structure oscillations and critical velocities for three forms of own oscillations

Частота коливань, Гц	Критична швидкість м/с	Форма власних коливань
0,9751	5,82	1 форма
5,39	32	Не відбувається
16,61	99.2	Не відбувається

Виконаний розрахунок споруди на фронтальний вітер та вихрове збудження. Розрахунок на вихрове збудження був здійснений за методикою EN 1991-1-4:2005. Результати розрахунків наведені в таблиці 2.

Табл.2. Результати розрахунків споруди на фронтальний вітер і вихрове збудження
Tabl.2. Results of building analysis for frontal wind and vortex shedding

Параметр	Розрахункове значення
Опорний момент при розрахунку на фронтальний вітер, кНм	402,65
Момент в опорі за розрахунком за вихровим збудженням, M_v , кНм	75,4
$\frac{M_v}{M} \cdot 100\%$	18,7

Отже для даної споруди зусилля від вихрового збудження складають 18,7% від

фронтального вітру та відбуваються у перпендикулярній площині. Другим серйозним

питанням щодо оцінки витривалості конструкцій і деталей споруди є визначення кількості коливальних циклів. Так за архівом метеоспостережень, які на сайті зафіксовані з 2011 до 2024 був випадково обраний 2011р

та проаналізована тривалість дії вітрів зі швидкістю 6м/с і вище.

Результати виборки вітрів заведені до таблиці 3.

Табл.3. Тривалість дії вітрів з надкритичною для досліджуваної споруди швидкістю у 2011р
Tabl.3. The duration of the wind with supercritical speed for the structure under study in 2011

Місяць	Тривалість дії вітрів з швидкістю, вищою за 6м/с, с
Січень	304200
Лютий	556200
Березень	304800
Квітень	450000
Травень	307800
Червень	286200
Липень	91800
Серпень	178200
Вересень	300600
Жовтень	217800
Листопад	379800
Грудень	415800
Всього:	3793200

При періоді коливань 1,025с кількість коливальних циклів складає $3,4 \cdot 10^6$ на рік. Попри випадковість виборки і відносно неточність результатів, а також відсутність досліджень і статистичної обробки по подальших роках, це свідчить про дуже велику кількість циклів за весь термін експлуатації споруди. В такому випадку згідно з ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування» при кількості циклічних навантажень понад 10^5 за весь термін експлуатації споруди необхідно здійснювати обмеження напружень за межею витривалості.

Вихрове збудження, яке виникає при будь-якому вітрі, що має швидкість, вищу за критичну. Таким чином неодмінно треба враховувати одночасну дію максимального фронтального вітру на споруду та зусилля від вихрового збудження в перпендикулярній площині. Коливання від вихрового збудження носять сталий характер, залежать від амплітуди відхилень верхньої точки споруди та власної частоти споруди та не залежать від швидкості фронтального вітру.

Епюра нормальних напружень в опорному перерізі при одночасній дії вітру зображена на рис.6.

При врахуванні вихрового збудження на опорний переріз споруди, що являє собою круглу трубу, підсилену швелерами, відбулася корекція епюри. В своєму піковому значенні напруження зросли лише на 7% і відкоригувалися в умовно нейтральній зоні. Це пояснюється тим, що при круглих чи близьких до них перерізів пік епюр напружень від зусиль в одній площині співпадає з нейтральною зоною для зусиль по іншій площині. Якщо розглядати характер зусиль від дії вітрової динаміки, то в площині дії вітру відбувається параметричний резонанс від прояву випадкового пульсаційного пориву, а в перпендикулярній площині відбувається стале знакозмінне коливання від вихрового збудження. Тому необхідно розглядати обмеження зусиль межею витривалості.

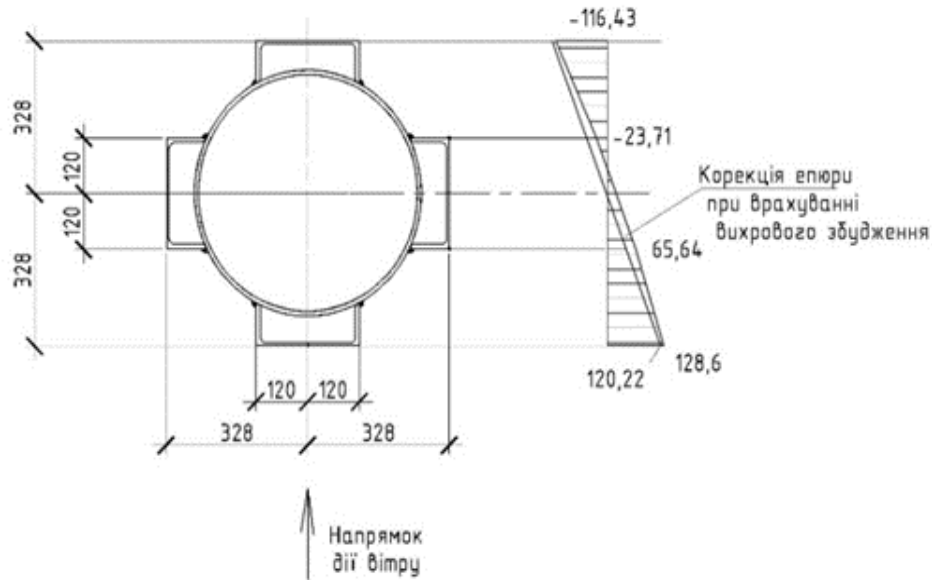


Рис. 6 Епюра нормальних напружень
Fig. 6 Normal stress diagram

Так межа витривалості за ДБН В 2.6-198:2014. Розраховується за формулою та сталими параметрами за додатком Т залежно від марки сталі елемента, категорії розрахункового вузла чи елемента, коефіцієнта асиметрії напружень:

$$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2-d_n(1+\rho_i)} \left(1 - 1,63 \frac{S_{\sigma_{-1}}}{\sigma_{-1}} \right) \quad (5)$$

Межа витривалості для напружень від фронтального вітру складає:

$R_{vi} = 115 \text{ МПа}$ - при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho_i = 0$;

Межа витривалості для напружень від вихрового збудження складає:

$R_{vi} = 64,95 \text{ МПа}$ - при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho_i = -1$

Якщо амплітудні напруження σ_{aj} відповідають нерівності:

$$2\sigma_{a,j} / (1 - \rho) < R_{vi},$$

то витривалість конструкції забезпечена. Якщо амплітудні напруження перевищують межу витривалості, то необхідно врахувати кількість циклів навантаження, напруження від якого перевищують межу витривалості.

Для споруди пілона амплітудні напруження в площині дії фронтального вітру складають:

$$\sigma_{aj} = \frac{128 - 0}{2} = 64 \text{ МПа}$$

$$2 \cdot 64 / (1 - 0) = 128 \text{ МПа} > R_{vi} = 115 \text{ МПа}$$

Амплітудні напруження в площині дії вихрового збудження з додаванням напружень від максимального фронтального вітру:

$$\sigma_{aj} = \frac{65,64 + 23,71}{2} = 44,68 \text{ МПа}$$

$$2 \cdot 44,68 / (1 + 1) = 44,68 \text{ МПа} < R_{vi} = 64,95 \text{ МПа}$$

Таким чином, витривалість перерізу споруди навіть за умови приймання у якості граничного напруження зусиль від вихрового збудження та максимального фронтального вітру забезпечена. У той час як напруження від максимального фронтального вітру перевищують межу витривалості і потребують розрахунку на кількість циклів, що відбуваються з напруженням від 115 МПа до 128 МПа за формулами (15.3, 15.4) ДБН В 2.6-198:2014.

Аналіз вітрів за швидкістю за 2011р, що наведений в таблиці 4, вказує на те, що максимальна середня швидкість вітру за цей рік не перевищувала 15 м/с. При цьому, максимальна швидкість вітру для Києва складає 20м/с згідно повідомлень преси із посиланням на обсерваторію ім. Б. Срезневського. В зміні 1 до ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010 максимальна середня швидкість вітру вказана для вітрового району 25м/с. Таким чином повторювані щороку вітри створюють максимальні напруження такі, що

складають 36% від максимального навантаження. Максимальне вітрове навантаження трапляється раз на 50 років, а вітри зі швидкістю понад 15м/с трапляються не кожного року і це потребує додаткових досліджень і спостережень.

Таким чином, витривалість споруди по основному перерізу забезпечена, оскільки напруження від багатоциклових навантажень не перевищують межу витривалості. Аналогічному аналізу підлягають при проектуванні або перевірному розрахунку анкерні болти, деталі баз опор, зварні шви.

Табл.4. Розподіл вітрів за швидкістю у 2011р
Tabl.4. Distribution of winds by speed in 2011

Швидкість вітру, м/с	Тривалість дії на рік, с	Частка від максимального навантаження, у перерахунку до максимальної середньої швидкості 25 м/с $\left(\frac{V_i}{V_{max}}\right)^2$
4, 5	8615780	0,033
6	1802400	0,058
7	871200	0,078
8	469800	0,1
9	286200	0,13
10	154800	0,16
11	59400	0,19
12	30600	0,23
13	16200	0,27
14	5400	0,31
15	3600	0,36

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

За проведеними дослідженнями баштової споруди пілону «Макдональдз» висотою 25,575 м. можна зробити наступні висновки і узагальнення:

1. Вихрове збудження в даній споруді відбувається лише за першою формою власних коливань не є визначальним по огинаючих епюрах але впливає на напружено-деформований стан споруди та її деталей. В данму випадку зумилля від вихрового збудження складають 18,7% від зусилля від фронтального вітру. Із збільшенням висоти споруди ця частка збільшується, із зменшенням падає.

2. Вихрове збудження є вторинним фактором від дії фронтального вітру, швидкість якого перевищує критичну і повинно враховуватися одночасно з дією фронтального вітру у тому числі максимального розрахункового навантаження. Будь-який порив вітру зі швидкістю, що перевищує критичну для вихрового збудження неодмінно призводить до зриву вихорів і розвитку вихрового збудження. Найбільш ефективними перерізами баштових споруд є круглі та близькі до них, оскільки вони є такими, що при дії зусиль в двох площинах пікові значення напружень вздовж одної осі припадають на нейтральну зону та не додаються. Так для досліджу-

вані споруди вихрове збудження збільшило рівень напружень всього на 7% при абсолютній величині моменту від вихрового збудження 18,7% від моменту в опорі від фронтального вітру. У випадку квадратного чи прямокутного перерізу відбувається повна сума зусиль у кутових точках. Відповідно до цього, ефективними для конструктивними вузлами для споруд будуть такі, що мають круглу форму – опорні плити баз, розташування траверс і анкерних болтів.

Принцип той же – відсутність кутів, де можуть складатися зусилля по абсолютній величині без перерозподілів.

3. Як показав аналіз стенограми швидкостей та тривалості дії вітрів, що мали місце у вибірково обраний 2011р, кількість коливальних циклів в рік складає близько 3,4 млн. Критична швидкість вітру, при якій проявляється вихрове збудження складає 5,82 м/с і є помірною. Велика кількість циклів потребує обов'язкового розрахунку споруд на витривалість. При цьому запропоновано виконувати розрахунок на сумісну дію максимального фронтального вітру та вихрового збудження із врахуванням двох меж витривалості для різних ділянок перерізу - як для знакозмінних коливань від вихрового збудження, так і для випадкових резонансних динамічних реакцій споруди при дії фронтального вітру. Як показав розрахунок досліджуваної споруди, яку не розраховували на вихрове збудження, рівень напружень в ній знаходиться в допустимих межах щодо витривалості. Багато в чому це пояснюється тим, що споруда спроектована з врахуванням вимог жорсткості, тому в ній обмежений рівень напружень, бо переріз прийнятий за жорсткістю. Потенційно неврахування вихрового збудження може бути небезпечним для решітчатих просторових конструкцій із зовнішньо огорджувальною оболонкою. В такій споруді може виникнути концентрація напружень у поясах просторової ферми внаслідок особливостей конструкцій.

4. Для всіх вітрових місцевостей пропонується виконувати розрахунок із обмеженням напружень за межею витривалості при одночасній дії максимального фронтального вітру та вихрового збудження в запас міцності. В іншому випадку необхідно враховувати напруження від рідко повторюваних швидкостей вітрів (випадку для даного пілона це швидкість вітру, близька до максимальної і максимальна) окремо за формулами 15.3, 15.4 ДБН В 2.6-198:2014, якщо напруження від них перевищують межу витривалості і їх посторюваність не перевищує 2..5 тис циклів на весь період експлуатації. Для цього треба мати чітку інформацію про швидкості і повторюваність вітрів на будівельному майданчику, що фактично неможливо.

ЛІТЕРАТУРА

1. **Davenport, A. G.** The Application of Statistical Concepts to the Wind Loading of Structures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 1961. –Vol.19 – p.449-4722.
2. **Simiu E., Scanlan R.H.** Wind Effects on Structures: //Fundamentals and Applications to Design. New York: John Wiley, 1996, 704 p.
3. **Piccardo, G., Solari, G.** – Closed Form Prediction of 3D Wind-excited response of slender structures. *Journal of Wind Engineering in Industrial Aerodynamics*, 1998; 74-76: 697-708.
4. **Solari, G.** – The role of analytical methods for evaluating the wind-induced response of structures, *Journal of Wind Engineering in Industrial Aerodynamics*, 90, 1453-1477, 2002
5. **Repetto, M.P. and Solari, G.** (2002) Dynamic Crosswind Fatigue of Slender Vertical Structures. *Wind and Structures*, 5, 527-542. <https://doi.org/10.12989/was.2002.5.6.527>
6. **Connor, R.J., Collicott, S.H., DeSchepper, A.M., Sherman, R.J. and Ocampo, J.A.** (2012) Fatigue Loading and Design Methodology for High-Mast Lighting Towers. *The National Academies Press, Washington*. <https://doi.org/10.17226/22792>
7. **Maria Pia Repetto, Solari, G.** – Directional Wind-Induced Fatigue on Slender Vertical Structures, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, July, 2004, 10032-1040

8. **James, W.D.** (1983) Effects of Reynolds Number and Corner Radius on Two-Dimensional Flow around Hexadecagonal Cylinders. *AIAA 16th Fluid and Plasma Dynamics Conference, Danvers, 12-14 July 1983, 1-11.*
<https://doi.org/10.2514/6.1983-1705>
9. **Dexter, R.J., Ricker, M.J.** – Fatigue-Resistant Design of Cantilevered Signal, Sign, and Light Supports – *NCHRP Report 469, University of Minnesota, USA, Published by: National Academy Press, 2002.*
10. **Giosan, I. and Eng, P.** (2007) Vortex Shedding Induced Loads on Free Standing Structures, Structural Vortex Shedding Response Estimation Methodology and Finite Element Estimation., 42p <https://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/summary?doi=10.1.1.582.3179>
11. **Priyan M., Shiromal F., John H., Tharaka G., Yousef Abu-Zidan, Priyan D.** Wind induced fatigue analysis of Lotus Tower // *Mast. Nineteenth Australasian Wind Engineering Society Workshop, April 4-6, 2018, Torquay, Victoria, 5p*
12. **Vieira, D., Barros, R.C.** Tubular steel lattice telecommunication towers, subjected to wind loading and vortex shedding (2017) *COMPADYN 2017 - Proceedings of the 6th International Conference on Computational. Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 2, pp. 3154-3162*
https://doi.org/10.1007/978-981-19-2886-4_6
13. **Rakočević, M., Popović, S.:** Calculation procedure for determining wind action from vortex-induced vibration with verification of fatigue strength of steel structures, *GRAĐEVINAR, 70 (2018) 9, pp. 793-809,*
<https://doi.org/10.14256/JCE.2125.2017>
14. **Krishnappa, L., Sander, A., Thoben, K.-D.** Aerodynamic Devices to Reduce/Suppress Vortex Induced Vibrations on a Wind Turbine Tower: A Review. (2022) *Journal of Physics: Conference Series, 2265 (3), art. No. 032053*
<https://doi.org/10.1088/1742-6596/2265/3/032053>
15. **Wang, D., Zhao, Z., Liu, Y., Ma, Y., Liu, H., Chen, M.** Study on vortex induced resonance mechanism between tower and blade of large wind turbine (2023) *Taiyangneng Xuebao/Acta Energetica Solaris Sinica, 44 (10), pp. 306-312.*
<http://doi.org/10.19912/j.0254-0096.tynxb.2022-084>
16. **Пічугін С.Ф.** Тенденції розвитку норм вітрового навантаження на будівельні конструкції / С.Ф. Пічугін // *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві: Зб. наук. праць. Вип. 18. – Луцьк: Луц. НТУ, 2022. – С. 98 – 116.* [https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2022-8\(18\)-12](https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2022-8(18)-12)
17. **Пічугін С.Ф.** Квазістатическіе методи динамічного расчета сооружений башенного типа: прошлое, настоящее и перспективы развития / С.Ф. Пічугін, А.В. Махінько // *Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К. : Сталь, 2010. – Вип. 5. – С. 83-105.*
18. **Махінько А.В.** Два погляди на сучасну аеродинаміку опор зв'язку / А.В. Махінько // *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава : ПолтНТУ, 2011. – Вип. 2. – С. 118-121*
19. **Колякова В.М., Лялько В.** Вплив вітру на телевізійну вежу (2019) // *International scientific-practical conference of young scientists/ Build master class, pp.160.*
20. **Корсун В.І., Віноградова Т. М., Калмиков Ю.Ю., & Волков А. С.** (2010). Порівняльний аналіз результатів розрахунків стовбура димової труби Н= 250 м на дію вітрового навантаження. // *Сучасне промислове та цивільне будівництво, 6(1), 5-13.*

REFERENCES

1. **Davenport, A. G.** The Application of Statistical Concepts to the Wind Loading of Structures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1961. –Vol.19 – p.449-4722.*
2. **Simiu E., Scanlan R.H.** Wind Effects on Structures: // *Fundamentals and Applications to Design. New York: John Wiley, 1996, 704 p.*
3. **Piccardo, G., Solari, G.** – Closed Form Prediction of 3D Wind-excited response of slender structures. *Journal of Wind Engineering in Industrial Aerodynamics, 1998; 74-76: 697-708.*
4. **Solari, G.** – The role of analytical methods for evaluating the wind-induced response of structures, *Journal of Wind Engineering in Industrial Aerodynamics, 90, 1453-1477, 2002*
5. **Repetto, M.P. and Solari, G.** (2002) Dynamic Crosswind Fatigue of Slender Vertical Structures. *Wind and Structures, 5, 527-542.*
<https://doi.org/10.12989/was.2002.5.6.527>
6. **Connor, R.J., Collicott, S.H., DeSchepper, A.M., Sherman, R.J. and Ocampo, J.A.** (2012) Fatigue Loading and Design Methodology for High-Mast Lighting Towers. *The National Academies Press, Washington.*
<https://doi.org/10.17226/22792>

7. **Maria Pia Repetto, Solari, G.** – Directional Wind-Induced Fatigue on Slender Vertical Structures, *Journal of Structural Engineering, ASCE, July, 2004, 10032-1040*
8. **James, W.D.** (1983) Effects of Reynolds Number and Corner Radius on Two-Dimensional Flow around Hexdecagonal Cylinders. *AIAA 16th Fluid and Plasma Dynamics Conference, Danvers, 12-14 July 1983, 1-11.*
<https://doi.org/10.2514/6.1983-1705>
9. **Dexter, R.J., Ricker, M.J.** – Fatigue-Resistant Design of Cantilevered Signal, Sign, and Light Supports – *NCHRP Report 469, University of Minnesota, USA, Published by: National Academy Press, 2002.*
10. **Giosan, I. and Eng, P.** (2007) Vortex Shedding Induced Loads on Free Standing Structures, Structural Vortex Shedding Response Estimation Methodology and Finite Element Estimation. 42p
<https://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/summary?doi=10.1.1.582.3179>
11. **Priyan M., Shiromal F., John H., Tharaka G., Yousef Abu-Zidan, Priyan D.** Wind induced fatigue analysis of Lotus Tower // *Mast. Nineteenth Australasian Wind Engineering Society Workshop, April 4-6, 2018, Torquay, Victoria 5p*
12. **Vieira, D., Barros, R.C.** Tubular steel lattice telecommunication towers, subjected to wind loading and vortex shedding (2017) *COMPADYN 2017 - Proceedings of the 6th International Conference on Computational. Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 2, pp. 3154-3162*
https://doi.org/10.1007/978-981-19-2886-4_6
13. **Rakočević, M., Popović, S.**: Calculation procedure for determining wind action from vortex-induced vibration with verification of fatigue strength of steel structures, *GRAĐEVINAR, 70 (2018) 9, pp. 793-809,*
<https://doi.org/10.14256/JCE.2125.2017>
14. **Krishnappa, L., Sander, A., Thoben, K.-D.** Aerodynamic Devices to Reduce/Suppress Vortex Induced Vibrations on a Wind Turbine Tower: A Review. (2022) *Journal of Physics: Conference Series, 2265 (3), art. No. 032053*
<https://doi.org/10.1088/1742-6596/2265/3/032053>
15. **Wang, D., Zhao, Z., Liu, Y., Ma, Y., Liu, H., Chen, M.** Study on vortex induced resonance mechanism between tower and blade of large wind turbine (2023) *Taiyangneng Xuebao/Acta Energetica Solaris Sinica, 44 (10), pp. 306-312.*
<http://doi.org/10.19912/j.0254-0096.tynxb.2022-084>
16. **Pichuhin S.F.** Tendentsii rozvytku norm vitrovoho navantazhennia na budivelni konstrukttsii / S.F. Pichuhin // *Suchasni tekhnologii ta metody rozrakhunkiv u budivnytstvi: Zb. nauk. prats. Vyp. 18. – Lutsk: Luts. NTU, 2022. – S. 98 – 116.*
[https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2022-8\(18\)-12](https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2022-8(18)-12)
17. **Pychuhyn S.F.** Kvazystaticheskie metody dynamicheskogo rascheta sooruzhenij bashennoho tipa: proshloe, nastojashchee i perspektivy razvitija / S.F. Pychuhyn, A.V. Makhynko // *Zbirnyk naukovykh prats Ukrainskoho naukovo-doslidnogo ta proektnoho instytutu stalevykh konstrukttsii imeni V.M. Shymanovskoho. – K. : Stal, 2010. – Vyp. 5. – S. 83-105*
18. **Makhinko A.V.** Dva pohliady na suchasnu aerodynamiku opor zviazku / A.V. Makhinko // *Zbirnyk naukovykh prats (haluzeve mashynobuduvannia, budivnytstvo). – Poltava : PoltNTU, 2011. – Vyp. 2. – S. 118–121*
19. **Koliakova V.M., Lialko V.** Vplyv vitru na televiziinu vezhu (2019) // *International scientific-practical conference of young scientists/ Build master class, rr.160.*
20. **Korsun V.I., Vinogradova T. M., Kalmykov Yu.Iu., & Volkov A. S.** (2010). Porivnialnyi analiz rezultativ rozrakhunkiv stovbura dymovoi truby N= 250 m na diiu vitrovoho navantazhennia. // *Suchasne promyslove ta tsyvilne budivnytstvo, 6(1), 5-13.*

ANALYSIS OF TOWER STRUCTURE FOR FATIGUE TAKING INTO ACCOUNT WIND VORTEX SHEDDING

Valery NUZHNYI
Myhailo DAYROV

Summary. Vortex shedding is manifested in all tower structures with a solid or lattice cross-section with relatively equal width and depth of the cross-section. The phenomenon is associated with the alternate breakdown of vortices from the edges of the structure, which cause it to oscillate under the influence of inertial masses in a plane perpendicular to the wind. The main condition for the manifestation of vortex shedding is the action of wind with a speed exceeding a certain critical one. As shown by calculations of a real tower structure, oscillations

according to the first natural frequency and shape occur already under the influence of a moderate wind. This requires attention, assessment of the number of oscillation cycles and the implementation of criteria for taking into account the combined effect of frontal wind and vortex shedding on the structure and calculation of the structure for endurance. The paradox is that this phenomenon is not widely known in engineering practice, and instructions on the mandatory calculation of structures for vortex excitation appeared only with the implementation of amendment 2 to DBN B.1.2-2:2006 "Loads and influences. Design norms" in 2020. In this analyzed state of research on this issue, an available method for calculating vortex excitation, introduced in EN 1991-1-4:2005, is presented. The calculation and analysis of the McDonald's advertising totem with a height of 25.575 m, implemented in Kyiv in 2016, was performed. Calculations showed that this

structure is characterized by oscillations due to vortex shedding. From the available sources of meteorological data, an approximate number of oscillation cycles was determined, criteria for calculating the structure's durability were determined, and generalizations were made that can be applied to all structures. In particular, it is pointed out the need to limit stresses beyond the endurance limit in two ranges - parametric resonance from the frontal wind, and sign-changing cyclic oscillations from vortex excitation. An analysis of the effective cross-sections and effective structural forms of building details when working under the action of a frontal wind with vortex shedding was carried out.

Keywords. Vortex shedding; inertial oscillations; wind load; tower structure; fatigue.

Стаття надійшла до редакції 5.05.2024