

ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ НА ВИТРИВАЛІСТЬ БАШТОВИХ СПОРУД

Валерій НУЖНИЙ,

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037
nuzhnyi.vv@knuba.edu.ua <https://orcid.org/0000-0002-0400-3204>

Анотація. В даній статті описаний вплив явища вихрового збудження при дії фронтального вітру на баштові споруди суцільного перерізу.

Явище вихрового збудження відбувається при швидкостях вітру вищих за певні критичні, які за шкалою Бофорта відповідають слабкому і помірному вітру із дуже великою кількістю циклів, що потребує розрахунку конструкцій на витривалість. Додатковою особливістю даного аспекту є те, що явище вихрового збудження є достатньо невідомим в широкій інженерній практиці в Україні і вперше посилання на необхідність розрахунку споруд на вихрове збудження з'явилося із впровадженням зміни 2 до ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи. Норми проектування" лише в 2020р. В даній статті наведений аналіз наявних методик розрахунку і стану положень національних норм щодо розрахунку баштових споруд на комплексний вплив вітру. Зокрема вказано на проблеми розрахунку конструкцій на динамічну дію при розрахунку на фронтальний вітер. Також проведена оцінка критичних швидкостей для реальних баштових споруд та орієнтовної кількості коливальних циклів на рік, що відбуваються в процесі нормальної експлуатації. Так було виявлено, що кількість циклічних автоколивань від вихрового збудження з коефіцієнтом асиметрії напружень $\rho = -1$ складає від 2 до 15 млн на рік, що свідчить про необхідність обмеження напружень в конструкціях та їх деталях до значень межі витривалості. В статті наведені обчислення значення меж витривалості для різних груп конструкцій, проаналізована доцільність застосування марок сталей підвищеної міцності. Також виконаний аналіз зниження кількості циклів при перевищенні напруженнями межі витривалості і доведено, що незначні перевищення напружень в ме-



Валерій НУЖНИЙ

старший викладач кафедри металевих і дерев'яних конструкцій

жах 3..5% можуть істотно в рази знижувати витривалість конструкцій. Цей висновок особливо актуальний при розрахунку решітчастих просторових конструкцій, що мають зовнішню огорожувальну оболонку, яка створює в конструкції ефект впливу вітру, аналогічний суцільностінчастій конструкції. Такі особливості актуальні наперед усього для масштабних монументальних споруд.

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

ВСТУП

Тривалий час при розрахунках і проектуванні баштових споруд достатнім фактором вважалося виконувати розрахунок споруди виключно на фронтальний вітер з динамічною реакцією. Однак в баштових та інших протяжних спорудах окрім дії фронтального вітру виникають побічні характерні вітрові ефекти, до яких відносять вихрове збудження, флатер, галоупування, бафтінг тощо.

Для баштових споруд з будь-яким поперечним перерізом, як суцільно-стінчастих так і з решітчастим перерізом характерним є прояв вихрового збудження.

Під час дії фронтального вітру відбувається почерговий зрив вихорів на бічних кромках, що заставляє консольну баштову споруду коливатися у напрямку, перпендикулярному до дії вітру. Головним парадоксом у аспекті національної проєктної практики є те, що необхідність врахування вихрового збудження при проєктуванні баштових конструкцій була додана до національних норм в 2020 р. із введенням в дію зміни 2 до ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проєктування». В додатку К до цього документу вказано, що явище вихрового збудження має дуже велику повторюваність і його треба всіляко уникати, застосовуючи конструктивні засоби - спіралевідні лопаті, маятники, тощо для гасіння коливань. Однак при цьому в сучасній інфраструктурі експлуатується багато баштових споруд, які свого часу проєктувалися без врахування вихрового збудження, однак не мають при цьому явних ознак аварійності або втрати несучої спроможності. Тому дослідження щодо впливу вихрового збудження на баштові споруди з врахуванням витривалості конструкції є актуальними

АНАЛІЗ ДОСЛІДЖЕНЬ

Сучасна теорія щодо розрахунку будівель і споруд на дію вітрового навантаження розвивалася з середини 20 ст, і багато в чому побудована на дослідженнях, що проводилися в університеті Західного Онтаріо в Канаді в аеродинамічній лабораторії під керівництвом Алана Гарета Девенпорта [1]. На основних положеннях, щодо розподілу спектрів вітрового потоку, статичної і динамічної дії вітру, запропонованих Девенпортом побудовані положення національних норм США, Канади, Японії, Австралії. Не є в цьому відношенні виключенням БНіП в колишньому СРСР, національні норми країн ЄС та власне і Єврокод [2,]. В національних та міжнародних нормативних документах реалізовані дані щодо власної бази досліджень, метеоспостережень та досвіду інженерної практики.

Всі побічні вітрові явища, такі як флатер,

вихрове збудження, галопування тощо досліджувалися паралельно з дослідженням основного впливу вітру. Дослідження проводилися в аеродинамічних трубах з подальшим узагальненням і створенням аналітичних методик розрахунку. На основі цих досліджень впроваджений в Єврокод резонансний метод розрахунку на вихрове збудження для суцільностінчастих елементів, розроблений на основі праць Струхалія, Соларі, Рушевича, Руммана, Басу [3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13].

Сучасні публікації в цій сфері торкаються фундаментальних досліджень впливу вихрового збудження так і практичних прикладних досліджень конкретних унікальних споруд щодо розрахунку в впливу вихрового збудження на споруди в тому числі і на витривалість. Так в [14] досліджується вихрове збудження в похилених стержнях до напрямку дії вітру стержнях, в роботі [15] досліджується вплив вихрового збудження на висотну споруду при наявності сусідньої споруди.

Для аналітичного розрахунку і дослідження впливу вихрового збудження на споруди та їх деталі окрім практичних випробувань моделей застосовують і розрахунки за методом, реалізованим в Єврокод. В роботі [16] наведено дослідження впливу вихрового збудження на витривалість 88 м вежі в Шрі-Ланці. В [17] проведено дослідження 37.9 м. електро-освітлювальної опори стадіону у м. ГанOVER у Німеччині. Також серйозно досліджують-ся великі вітроенергетичні установки, де окрім звичайних проявів вихрового збудження, виникають специфічні вітрові турбулентні потоки від обертання лопатей пропелерів турбін а також розглядаються пристрої для гасіння впливу вихрових потоків [18,19].

В Україні також опубліковані праці щодо особливостей впливу вітрового навантаження і аеродинаміки баштових споруд [20,21,22,23,24]. При цьому вплив вихрового збудження на аспекти напружено-деформованого стану не досліджувався.

Якщо розглядати історію питання на теренах України, то згідно відміненого в Ук-

раїні з 1.01.2007 БНіП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия» вказівки щодо розрахунку споруд на вихрове збудження все ж містилися. Це стосувалося виключно циліндричних споруд з певними діапазонами власних частот з числом Рейнольдса $Re > 50$. Всі методики і базові засади розрахунку приводилися в «Настанові з розрахунку будівель і споруд на дію вітру» 1978 р.

Особливістю наведених положень в настанові було те, що вихрове збудження як визначальний фактор розглядалося як розрахунок на резонансні коливання за другою власною формою і частотою коливань. Розв'язок задач з розрахунку на вихрове збудження для циліндричних консольних споруд там був представлений у вигляді розв'язку диференціальних рівнянь коливань осі стержня з визначеними експериментально амплітудними відхиленнями. Був наведений приклад розрахунку на вихрове збудження залізобетонної витяжної труби, в якій при швидкості вітру понад 17 м/с за розрахунком могли відбуватися коливання за другою власною частотою і формою коливань. Було показано, що в саме в цьому випадку зусилля в системі при резонансному вихровому збудженні перевищують зусилля які виникають при дії фронтального вітру і є визначальними. В цьому ж прикладі був здійснений розрахунок на коливання тої ж конструкції за першою власною частотою, який показав, що зусилля в системі значно нижчі за визначальні максимальні зусилля. Однак при цьому аналіз на кількість коливань за першою частотою здійснений не був і вплив вихрового збудження на витривалість конструкції проаналізований не був. Так само як у якості однієї необхідних умов було те, що споруди мають мати неодмінно циліндричну форму, у той час як прояв вихрового збудження властивий спорудам будь-якої поперечної форми.

Із введенням національних норм ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування» жодні вказівки та вимоги з розрахунку споруд на вихрове збудження не містилися до введення в дію зміни 2 в 2020р. Самі положення з розрахунку на вихрове збудження не є достаньо

впровадженими та викладеними національних норм.

ПОСТАНОВКА МЕТИ ДОСЛІДЖЕНЬ

Для дослідження і встановлення параметрів визначення витривалості баштових споруд необхідно дослідити вплив вихрового збудження на напружено-деформований стан конструкцій і деталей споруд. Слід встановити середню кількість коливальних циклів баштових споруд та спектри напружень в системі для встановлення параметрів розрахунку на витривалість. При врахуванні всього спектру напружень необхідно врахувати одночасну дію фронтального вітру та автоколивань від вихрового збудження.

МЕТОДИКА РОЗРАХУНКІВ, ОБ'ЄКТ ДОСЛІДЖЕННЯ

Об'єктами дослідження були чотири баштових споруди висотою від 11.355 м до 48,5 м (див. рис.1)

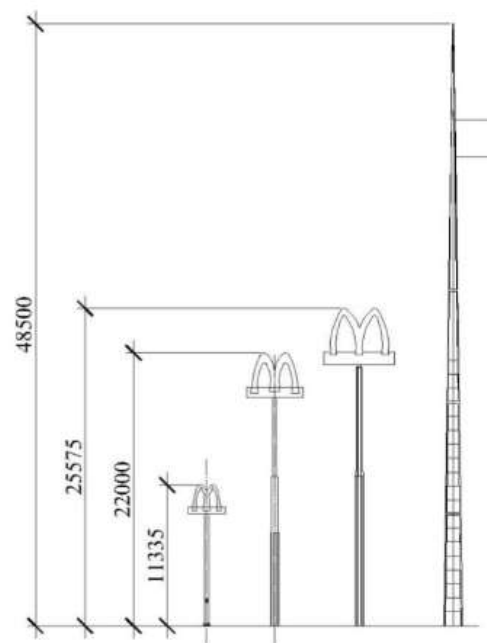


Рис.1 Досліджувані споруди
Fig.1 Accessible structures

Розрахунок споруд виконувався на фронтальний вітер та вихрове збудження за Єврокод та за національними нормами ДБН. Результати розрахунків і більш детальні

описи споруд та розрахункові положення опубліковані в [25, 26, 27]. І тут варто зазначити, що в національних нормах ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування» міститься колізія, яка не дозволяє розраховувати баштові на динамічну складову дії вітру. Так в обох нормативних документах динамічний вплив вітру виражається введенням коефіцієнту c_d в ДБН В.1.2-2:2006 та $c_s c_d$ в EN 1991-1-4:2005. Якщо в Єврокод є чітка методика визначення цього коефіцієнта, то в ДБН визначення коефіцієнта c_d здійснюється за графіками залежно від геометричних параметрів та логарифмічного декременту затухань (фактично матеріалу конструкцій). Так на рис. 2 зображений графік для визначення динамічного коефіцієнту для сталевих споруд, згідно з яким він для всіх досліджуваних споруд має значно перевищувати 1.2, на що в пункті 9.13 ДБН міститься пряме посилання виконувати спеціальний динамічний розрахунок з врахуванням пульсаційної складової вітру.

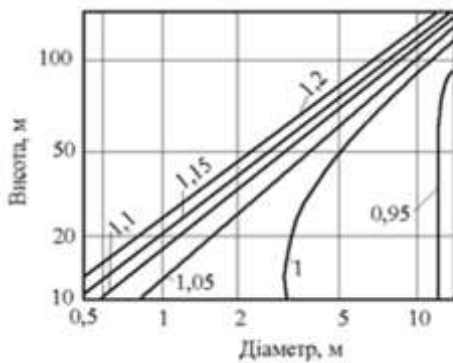


Рис.2 Коефіцієнт C_d для сталевих труб і апаратів колонного типу без футерівки з ДБН

Fig.2 C_d coefficient for steel pipes and column-type devices without lining

Однак при цьому відсутні методики врахування пульсаційної складової тому в інженерній практиці в Україні для розрахунку застосовують програмні комплекси SCAD і Ліра, в алгоритмі яких застосовані методики відміненого БНіП. Тому під час дослідження застосовані розрахунки в SCAD та за Єврокод.

Розрахунок на вихрове збудження був проведений за Єврокод, оскільки зміна 2 до ДБН В.1.2-2:2006, а саме додаток К містить абсолютно аналогічні положення і формули згідно Єврокод, але не має розширених розрахункових схем.

Загалом для всіх подібних споруд характерна схема деформацій під час дії вітру, зображена на рис. 3.



Рис. 3 Схема деформацій баштової споруди при дії вітру

Fig.3 Diagram of deformations of a tower structure under the action of wind

Так відхилення від вертикалі відбувається під впливом динамічної реакції споруди від дії фронтального вітру, у той час як вихрове збудження викликає затухаючі автоколивання, що залежно від власних частот коливань та критичних швидкостей вітру може спричинити коливання за однією із власних форм (див. рис. 4)



Рис.4 Розрахункова схема і три власних форми коливань

Fig.4 Analysis scheme and three modes of natural oscillations

Як правило коливання можуть відбуватися за першою або рідше залежно від гео-

метричних і частотних характеристик споруди за другою формою коливань. Саме резонанс за другою формою несе в собі небезпеку щодо розвитку максимальних граничних зусиль, що перевищують зусилля від дії фронтального вітру. Всі споруди були розраховані в SCAD, були визначені їх власні частоти коливань. По власних частотах був

виконаний розрахунок критичних швидкостей та оцінені можливі форми власних частот коливань, що можуть відбуватися для умов міста Києва, коли усереднена швидкість вітру не перевищує 25 м/с.

Результати розрахунків критичних швидкостей наведені в таблицях 1-4.

Табл.1. Власні частоти коливань споруди та критичні швидкості для споруди1 (пілона висотою 11.355м)

Tabl.1. Own frequencies of structure oscillations and critical velocities for the structure 1 (totem 11.355m)

Частота коливань, Гц	Критична швидкість м/с	Форма власних коливань
1,2	3,54	1 форма

Табл.2. Власні частоти коливань споруди та критичні швидкості по трьох формах власних коливань для споруди 2 (пілону 22.0 м)

Tabl.2. Own frequencies of structure oscillations and critical velocities for three modes of own oscillations for the structure 2 (totem 22.0m)

Частота коливань, Гц	Критична швидкість м/с	Форма власних коливань
1,13	5,44	1 форма
6,4	30,8	Не відбувається
20,449	98.5	Не відбувається

Табл.3. Власні частоти коливань споруди та критичні швидкості по трьох формах власних коливань для споруди 3 (пілону 25.575 м)

Tabl.3. Own frequencies of structure oscillations and critical velocities for three modes of own oscillations for the structure 3 (totem 25.575m)

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

Табл.4. Власні частоти коливань споруди та критичні швидкості по трьох формах власних коливань для споруди 4 (флагштоку 48.5 м)

Tabl.4. Own frequencies of structure oscillations and critical velocities for three modes of own oscillations for the structure 4 (flagpole 48.5 m)

Частота коливань, Гц	Критична швидкість м/с	Форма власних коливань, при якій відбувається вихрове збудження
0,679	5,54	1 форма
2,09	17,1	2 форма*
3,71	30,5	Не відбувається

Як ми можемо бачити для всіх чотирьох споруд характерний прояв вихрового збудження за першою власною частотою. Для споруди 4 при швидкості вітру 17,1 м/с мо-

жуть виникати коливання за другою власною частотою, які потребують окремого розгляду і додаткових досліджень. Результати розрахунку споруд на фронтальний вітер та вихрове збудження наведені в таблиці 5.

Табл.5. Результати розрахунків споруд на фронтальний вітер і вихрове збудження
Tabl.5. Results of buildings analysis for frontal wind and vortex shedding

Параметр	Розрахована споруда			
	Пілон 11.355 м	Пілон 22 м	Пілон 25,575 м	Флагшток 48,5 м
Опорний момент при динамічному розрахунку в розрахунковому комплексі SCAD, кНм	40,9	227,7	402,65	766,9
Опорний момент при розрахунку за Єврокод, кНм. В дужках з врахуванням часткового коефіцієнту $\gamma_Q = 1,3$	47,4 (61,62)	323,9 (421,1)	483,0 (627,9)	857,7 (1115,0)
Критична швидкість, м/с	3,42	5,44	5,82	5,54
Частота коливань першого старшого періоду, Гц	1,2	1,13	0,975	0,68
Момент в опорі за розрахунком за вихровим збудженням, M_v , кНм	1,404	43,6	75,4	373,25
$\frac{M_v}{M} \cdot 100\%$ в дужках відсоток у порівнянні до зусиль від фронтального вітру за Єврокодом	3,4(2,9)	19,1(13,4)	18,7(15,6)	48(43,5)

Для візуалізації результатів розрахунку зусилля від вихрового збудження відображені у відсотках від зусиль в споруді від дії фронтального вітру. Таке порівняння показало істотне зростання впливу вихрового збудження із збільшення висоти споруди від 3% до 48% для досліджуваних споруд. Водночас розрахунки показали серйозну розбіжність між Єврокод і динамічним розрахунком за SCAD. За рахунок того, що застосована різна сітка коефіцієнтів, визначення типів місцевостей та висотних коефіцієнтів, тощо проектування із подальшим розрахунком перерізів та конструюванням треба здійснювати в рамках однієї системи, або за ДБН або за Єврокод, хоча формально

розрахунок в програмних комплексах із застосуванням алгоритмів і положень відмінного СНіП не регламентований офіційно і це є казусом, який потребує досліджень та упорядкування.

Другим питанням, яке постає при оцінці витривалості будівель і споруд постає кількість коливальних циклів. Для цього був проаналізований архів зведень погоди з і відкритих джерел в інтернеті з сайту www.meteorpost.com, який почав зберігатися після 2010 і до тепер. Для аналізу був випадково обраний 2011 р, що містить повну стенограму по днях на кожні півгодини. Була здійснена вибірка вітрів, задокументованих у м. Києві, зі швидкістю, більшою за критичну

для досліджуваних споруд (див. табл. 6). Також були проаналізовані і стенограми інших років, які показали, що вітри із усередненою швидкістю понад 15 м/с і вище проявляються раз на декілька років.

Кількість коливальних циклів для всіх досліджуваних споруд була отримана шляхом ділення тривалості дії надкритичних вітрів на періоди власних коливань за першою власною частотою. Були отримані орієнтовні кількості коливальних циклів на рік для досліджуваних споруд, яка склала:

- $14,4 \cdot 10^6$ циклів для споруди 1;
- $4,3 \cdot 10^6$ циклів для споруди 2;
- $3,4 \cdot 10^6$ циклів для споруди 3;
- $2,6 \cdot 10^6$ циклів для споруди 4.

На перший погляд оцінка не повна, не враховує рози вітрів, відсутній аналіз по інших роках, статистична обробка і т.д. З другого боку такі результати означають те, що кількість коливань принаймні за один рік сягає понад 10^6 , у той час як згідно з ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування» при перебільшенні кількості циклів 10^5 за весь термін експлуатації необхідно рівень напружень в системі обмежувати межею витривалості.

В свою чергу порядок кількості коливальних циклів на рік був визначений для випадку вихрового збудження, що викликає знакозмінні коливання з коефіцієнтом асиметрії напружень $\rho = -1$. В споруді одночасно може виникати динамічна дія фронтального вітру, яка має коефіцієнт асиметрії напружень $\rho = 0$ і тут треба розглядати комплексну дію одночасного прояву фронтального вітру та вихрового збудження. Постає серйозне питання врахування всього спектру вітрів за прикладом наведених за таблицею 6, коли навантаження від фронтального вітру в окремо проаналізованій рік не перевищило 36% від максимального розрахункового. Для такого ретельного розрахунку потрібно мати статистику дії вітрів безпосередньо на майданчику будівництва, враховувати превалюючі напрямки та інші індивідуальні аеродинамічні умови майданчика. Це потре-

бує проведення вартісного наукового супроводу та багаторічного спостереження за допомогою приладів, що іноді складно виконати технічно і не є доцільним. Тому можна запропонувати безпечний і дещо консервативний метод, коли розглядаються напруження в системі від одночасної дії максимального фронтального вітру та вихрового збудження. В такому разі гарантовано забезпечено надійність системи в межах впровадженної розрахункової системи, але водночас в системі можуть бути доволі значні запаси. В свою чергу вплив вихрового збудження на напружено-деформований стан багато в чому залежить від поперечного перерізу споруди, форми вузлів і деталей. Так на рис. 5 показана епюра нормальних напружень для споруди 3, яка враховує одночасну дію фронтального вітру та вихрового збудження. І тут істотним чинником є такий фактор, коли пікові напруження, або зусилля (наприклад для анкерних болтів) від дії одного фактора, припадає на нейтральну зону від дії другого фактора у протилежному напрямку. Так згідно рис.5 загальний вплив при врахуванні вихрового збудження дає збільшення напружень лише на 7% при зображеній на рис. 5 формі поперечного перерізу. Самі зусилля від вихрового збудження за табл. 5 для даної споруди складають 18,7%. Від зусиль від дії фронтального вітру. У випадку застосування квадратних перерізів відбувається сума пікових напружень в кутових ділянках і це істотно збільшує вплив вихрового збудження. Всі наведені напруження отримані по зусиллях, розрахованих при динамічному розрахунку в SCAD.

В свою чергу в рамках однієї епюри напружень на рис. 6 відображені апроксимовані точки А, В, С, D. При запропонованому спрощеному підході рівень напружень в точках А, D слід обмежувати межею витривалості при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = 0$ (від нуля до амплітудних), у той час як в точках В, С при коефіцієнті асиметрії $\rho = -1$, коли відбуваються знакозмінні сталі амплітудні коливання.

За положеннями ДБН В 2.6-198:2014 були розраховані значення меж витривалості за групами конструкцій 1, 2, 5,б, 6,б. Так група 1 відповідає розрахункам на міцність основного перерізу споруди з прокатними

кромками, 2 – те ж саме для складених перерізів з обрізними кромками, 5б - для швів опорної плити бази, 6б – для флангових зварних швів.

Табл.6. Розподіл вітрів за швидкістю у 2011р
Tabl.6. 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

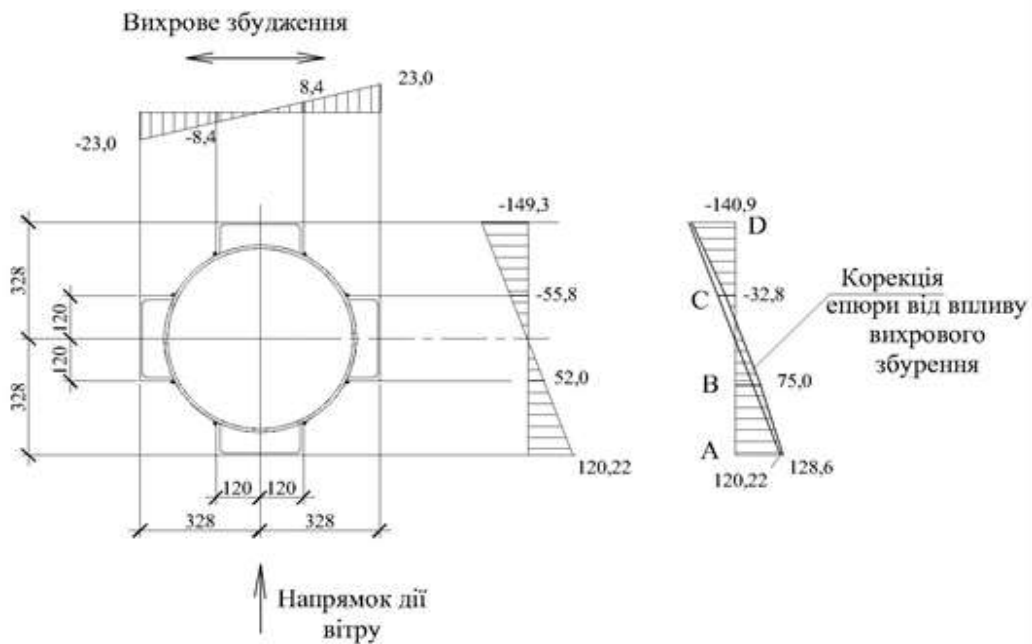


Рис. 5 Епюра нормальних напружень
Fig. 5 Normal stress diagram

Розрахована межа витривалості для різних груп конструкцій при різних марках сталей та коефіцієнтах асиметрії напружень та наведена в таблиці 7.

Тут варто звернути увагу на те, що для анкерних болтів, основних елементів для підвищення витривалості доцільно використовувати сталі підвищеної м'якості, у той час як у зварних швах грає фактор межі витривалості по межі сплавлення. Також в таблиці 8 наведено розрахункову кількість циклів залежно від рівня напружень при оцінці витривалості основного перерізу споруди зі сталей з межею міцності в діапазоні $235 \leq R_{yn} \leq 290$ МПа.

Як базову порівняльну кількість коливальних циклів від вихрового збудження на рік для споруди, прийнято 4 млн. Отже при

незначному перевищенні межі витривалості на 5% знижує термін служби з умовно нескінченного до близько 2 років. Отже фактор втоми має істотний вплив, однак постає питання, чому попри те, що вихрове збудження не враховувалося при проектуванні конструкцій, а самі споруди не мають масових проявів втрати несучої здатності. Це пояснюється тим, що для більшості суцільностінчастих споруд істотним чинником є жорсткість, тому поперечні перерізи мають запас, а самі наведені напруження в прикладі таблиці 8 для зразка по рис.5 припадають на зону в точках В і С. В той же час для решітчастих конструкцій із суцільною зовнішньою оболонкою цей фактор є визначальним.

Табл.7. Межі витривалості для різних груп конструкцій при різних марках сталей при коефіцієнтах асиметрії напружень $\rho = -1$, $\rho = 0$

Tabl.7. Endurance limits for different groups of structures for different steel grades with stress asymmetry factors $\rho=-1$, $\rho = 0$

Група конструкцій	$\rho = -1$			$\rho = 0$		
	$235 \leq R_{yn} \leq 290$	$325 \leq R_{yn} \leq 500$	$590 \leq R_{yn} \leq 620$	$235 \leq R_{yn} \leq 290$	$325 \leq R_{yn} \leq 500$	$590 \leq R_{yn} \leq 620$
1	64,95	82,95	122,95	116,0	150,8	198,3
2	64,36	74,36	89,36	122,5	145,8	158,2
5б	42,44	42,44	42,44	75,78	75,78	75,78
6б	43,33	43,33	43,33	72,21	72,21	72,21

Табл.8. Розрахункова кількість циклів до накопичення втоми для основного перерізу баштової споруди (група 1) зі сталі сталі $235 \leq R_{yn} \leq 290$ при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho=-1$ та межі витривалості 64,95МПа

Tabl.8. Estimated number of cycles before fatigue accumulation for the main cross-section of the tower structure (group 1) made of steel $235 \leq R_{yn} \leq 290$ with a stress asymmetry coefficient $\rho=-1$ and an endurance limit of 64.95 MPa

Напруження, МПа	65	66	67	68	70	90	100	110
Кількість циклів	350424982	16396067	8248691	5443639	3165889	387733	185648	72467
Приблизний термін експлуатації до накопичення втоми	95 років	5 років	2 роки	1,5 роки	Менше одного року			

ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ПОДАЛЬШИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

За проведеними дослідженнями можна зробити наступні висновки і узагальнення:

1. В більшості випадків вихрове збудження виникає за першою власною частотою коливань і викликає відносно незначні додаткові зусилля в конструкціях. За збігом характеристик певним спорудам властивий розвиток коливань від вихрового збудження і за другою формою власних коливань, але при значно більших критичних швидкостях вітру. При цьому зусилля в конструкціях можуть мати більші значення навіть ніж при розрахунку на фронтальний вітер.

2. При розрахунку сталевих башових споруд є неврегульоване питання щодо динамічного розрахунку за національними нормами. Фактично пульсаційна складова враховується за допомогою коефіцієнтів динамічності c_d , що визначаються за графіками за умови неперевикнення їх величини 1.2. У протилежному разі норми вимагають проводити динамічний розрахунок, який як правило виконується у доступних програмних комплексах SCAD та Ліра фактично за алгоритмами і положеннями відміненого у 2007 р БНіП. Це питання наразі не є достатньо вноормованим і потребує дослідження і вдосконалення.

3. Аналіз кількості коливальних циклів від вихрового збудження свідчить про те, що кількість коливальних циклів протягом терміну експлуатації значно перевищує 10^5 циклів, що вимагає виконувати всі розрахунки споруд з обмеженням напруження за межею витривалості.

4. Вплив вихрового збудження на напружено-деформований багатобачний в чому залежить від форми поперечного перерізу споруд. Так для круглих і близьких до них форм відбувається перерозподіл зусиль, при якому пікові напруження від дії фронтального вітру припадають на нейтральні зони для вихрового збудження. Тому запропоновано для таких перерізів враховувати для різних його точок межу витривалості при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = 0$ та $\rho = -1$.

5. В квадратних і близьких до них перерізах пікові зусилля від вихрового збудження та дії фронтального вітру сумуються в кутових точках. Як показали дослідження для башових споруд висотою близько 50м і вище додаткові враховані зусилля від вихрового збудження можуть скласти понад 40% і більше від дій фронтального вітру. При розрахунку з врахуванням умов витривалості для таких споруд необхідно більш точно визначати коефіцієнт асиметрії напружень для розрахунку напружень межі витривалості.

6. Розрахунки зміни кількості циклів при перевищенні межі витривалості вказують на істотне зниження ресурсу конструкції. Так перевищення межі витривалості для основного перерізу елемента споруди на 5% знижує ресурс конструкції до 2 років експлуатації. Виникає питання чому ж попри те, що коливання від вихрового збудження не враховувалися при проектуванні більшості конструкцій, катастрофічних наслідків не відбувається. Для споруд суцільного перерізу характерне недонапруження в основі. Оскільки в більшості випадків проектування відбувається за умов забезпечення жорсткості внаслідок чого перерізи в основі приймаються недонапружені.

7. Особливої уваги в даному відношенні потребують решітчасті каркаси споруд, вкритих суцільною оболонкою. Це особливо характерно для великих монументальних споруд.

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. **Vickery, B.J., Basu, R.I.**: Across-wind vibrations of structures of circular cross-section. Part II - Development of a mathematical model for full-scale application // *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 12 (1983), pp. 75-97.

4. **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.
5. **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
6. **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>
7. **Scruton, C.:** An Introduction to Wind Effects on Structures – *Oxford University Press, Oxford, UK, 1981*
8. **Rumman, W.S.:** Basic structural design of concrete chimneys. ASCE, *Journal of the Power Division*, 96 (1970), pp. 309-318.
9. **Ruscheweyh, H.:** Dynamische Windwirkung an Bauwerken, Band 2 - *Praktische Anwendungen. Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, 1982.*
10. **Ruscheweyh, H.:** Practical experiences with wind-induced vibrations, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 33 (1990), pp. 211-218
11. **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>
12. **Maria Pia Repetto, Solari, G.** – Directional Wind-Induced Fatigue on Slender Vertical Structures, *Journal of Structural Engineering, ASCE, July, 2004, 10032-1040*
13. **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>
14. **Zhengliang Li, Zhisong Wang, Jiahong Li and Siyuan Liu.** Experimental Study on Vortex-Induced Vibration of Steel Tubes in Transmission Towers at Various Inflow Conditions, *Buildings (MDPI) 2023, 13(1), 252;* <https://doi.org/10.3390/buildings13010252>.
15. **Qin, W.-F., Shi, J.-Y., Yang, X., Xie, J., Zuo, S.** Characteristics of wind loads on Twin-Tower structure in comparison with single tower (2022) *Engineering Structures*, 251, art. no. 112780. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112780>
16. **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*
17. **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>
18. **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>
19. **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>
20. **Пічугін С.Ф.** Тенденції розвитку норм вітрового навантаження на будівельні конструкції // *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)
21. **Колякова В.М., Лялько В.** Вплив вітру на телевізійну вежу (2019) // *International scientific-practical conference of young scientists/ Build master class, pp.160.*
22. **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.
23. **Нужний В.В.** Вихрове вітрове збудження у баштових спорудах суцільного перерізу. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві Зб. наук. праць. Вип. 21. – Луцьк: Луц. НТУ, 2024. – с. 138 – 151.* [https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2024-11\(21\)-15](https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2024-11(21)-15)
24. **Нужний В, Дауров М.** (2024) Розрахунок баштової споруди на витривалість з врахуванням вихрового збудження. *Будівельні конструкції. Теорія і практика (14).* - с. 102-113.

<https://doi.org/10.32347/2522-4182.14.2024.102-113>

25. **Nuzhnyj, V., & Bilyk, S.** (2024). Revealing the influence of wind vortex shedding on the stressed-strained state of steel tower structures with solid cross-section. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 3(1 (129), 69–79.
<https://doi.org/10.15587/1729-4061.2024.306181>

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.449-472.
2. **Simiu E., Scanlan R.H.** Wind Effects on Structures: // *Fundamentals and Applications to Design*. New York: John Wiley, 1996, 704 p.
3. **Vickery, B.J., Basu, R.I.:** Across-wind vibrations of structures of circular cross-section. Part II - Development of a mathematical model for full-scale application // *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 12 (1983), pp. 75-97.
4. **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.
5. **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
6. **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>
7. **Scruton, C.:** An Introduction to Wind Effects on Structures – *Oxford University Press*, Oxford, UK, 1981
8. **Rumman, W.S.:** Basic structural design of concrete chimneys. ASCE, *Journal of the Power Division*, 96 (1970), pp. 309-318.
9. **Ruscheweyh, H.:** Dynamische Windwirkung an Bauwerken, Band 2 - *Praktische Anwendungen*. Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, 1982.
10. **Ruscheweyh, H.:** Practical experiences with wind-induced vibrations, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 33 (1990), pp. 211-218
11. **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>
12. **Maria Pia Repetto, Solari, G.** – Directional Wind-Induced Fatigue on Slender Vertical Structures, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, July, 2004, 10032-1040
13. **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>
14. **Zhengliang Li, Zhisong Wang, Jiahong Li and Siyuan Liu.** Experimental Study on Vortex-Induced Vibration of Steel Tubes in Transmission Towers at Various Inflow Conditions, *Buildings (MDPI)* 2023, 13(1), 252;
<https://doi.org/10.3390/buildings13010252>.
15. **Qin, W.-F., Shi, J.-Y., Yang, X., Xie, J., Zuo, S.** Characteristics of wind loads on Twin-Tower structure in comparison with single tower (2022) *Engineering Structures*, 251, art. no. 112780.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112780>
16. **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
17. **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>
18. **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>
19. **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>

20. **Pichuhin S.F.** Tendentsii rozvytku norm vitrovoho navantazhennia na budivelni konstruktsii / 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)
21. **Koliakova V.M., Lialko V.** Vplyv vitru na televiziinu vezhu (2019) // *International scientific-practical conference of young scientists/ Build master class, rr.160.*
22. **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.*
23. **Nuzhnyj V.V.** Vykrove vitrove zbudzhennia u bashtovikh sporudakh sutsilnoho pererizu. *Suchasni tekhnologii ta metody rozrakhunkiv u budivnytstvi Zb. nauk. prats. Vyp. 21.* – Lutsk: Luts. NTU, 2024. – s. 138 – 151. [https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2024-11\(21\)-15](https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2024-11(21)-15) (in Ukrainian).
24. **Nuzhnyj V., Daurov M.** (2024) Rozrakhunok bashtovoi sporudy na vytryvalist z vrakhuvanniam vykhrovoho zbudzhennia. *Budivelni konstruktsii. Teoriia i praktyka (14).* - s. 102-113. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.14.2024.102-113>.
25. **Nuzhnyj, V., & Bilyk, S.** (2024). Revealing the influence of wind vortex shedding on the stressed-strained state of steel tower structures with solid cross-section. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies, 3(1 (129), 69–79.* 97 <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2024.306181>

FEATURES OF THE CALCULATION FOR THE FATIGUE OF TOWER STRUCTURES

Valeriy NUZHNYI

Summary. This article describes the effect of the phenomenon of vortex shedding under the action of frontal wind on tower structures of solid cross-section.

The phenomenon of vortex shedding occurs at wind speeds higher than certain critical ones, which on the Beaufort scale correspond to weak and moderate winds with a very large number of cycles, which requires the calculation of structures for endurance. An additional feature of this aspect is that the phenomenon of vortex shedding is quite unknown in broad engineering practice in Ukraine and for the first time a reference to the need to calculate structures for vortex excitation appeared with the introduction of Amendment 2 to DBN V.1.2-2:2006 "Loads and influences. Design standards" only in 2020. This article provides an analysis of existing calculation methods and the state of the provisions of national standards for the calculation of tower structures for complex wind effects. In particular, the problems of calculating structures for dynamic action when calculating for frontal wind are indicated. The critical speeds for real tower structures and the approximate number of vibration cycles per year occurring during normal operation were also estimated. It was found that the number of cyclic self-oscillations from vortex shedding with a stress asymmetry coefficient $\rho=-1$ is from 2 to 15 million per year, which indicates the need to limit the stresses in structures and their details to the values of the endurance limit. The article provides calculations of the values of the endurance limits for different groups of structures, analyzes the feasibility of using high-strength steel grades. An analysis of the reduction in the number of cycles when stresses exceed the endurance limit is also performed and it is proven that insignificant excesses of stresses within 3..5% can significantly reduce the endurance of structures by several times. This conclusion is especially relevant when calculating lattice-type space-frame structures that have an external enclosing shell that creates a wind effect in the structure similar to a solid-wall structure. Such features are relevant primarily for large-scale monumental structures.

Keywords: vortex shedding; inertial oscillations; wind load; tower structure; fatigue.

Стаття надійшла до редакції 25.11.2024