

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

Кваліфікаційна наукова праця
на правах рукопису

Нужний Валерій Вікторович

Гриф

Прим. № ____

УДК 624.9

**ДИСЕРТАЦІЯ
РОБОТА І ВИТРИВАЛІСТЬ БАШТОВИХ СТАЛЕВИХ СПОРУД
СУЦІЛЬНОГО ПЕРЕРІЗУ З УТОЧНЕННЯМ ВПЛИВУ ВИХРОВОГО
ЗБУДЖЕННЯ**

05.23.01 Будівельні конструкції, будівлі та споруди
19 Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук

Дисертація містить результати
власних досліджень. Використання
чужих ідей, результатів і текстів
мають посилання на відповідне
джерело

В.В. Нужний
Науковий керівник
д.т.н, проф. Білик Сергій Іванович

Київ 2024р

Зміст

ВСТУП	5
РОЗДІЛ 1. Огляд особливостей впливу вітру на баштові споруди. Постановка проблеми.	
1.1 Навантаження і впливи вітрових навантажень на баштові споруди. Класифікація і особливості.	10
1.2 Загальні аспекти і положення щодо дії вітрового навантаження	15
1.3 Розрахунок на дію фронтального вітру за старими нормами до 2007р (СНіП 1985 р)	19
1.4 Розрахунок на дію фронтального вітру за Єврокод	20
1.5 Розрахунок на дію фронтального вітру за ДБН	23
1.6 Порівняльний аналіз СНіП, Єврокод та ДБН	25
1.7 Вихрове збудження. Причини, умови, прояви. Аналіз досліджень баштових споруд на вітрові навантаження, динаміку і витривалість.	27
1.8 Висновки до розділу	39
РОЗДІЛ 2. Баштові споруди. Споруди, що є предметом дослідження в дисертації	
2.1 Класифікація баштових споруд за конструктивними і аеродинамічними властивостями	42
2.2 Об'єкт досліджень. Баштові споруди, що розглядаються в даній дисертації.	44
2.3 Висновки до розділу	52

РОЗДІЛ 3. Визначення критичних швидкостей для дослідних конструкцій, та середньорічної кількості коливальних циклів	
3.1 Розрахунок критичних швидкостей та визначення можливих форм власних коливань при дії вітрового тиску	53
3.2 Визначення кількості коливальних циклів від вихрового збудження с досліджуваних спорудах за рік	55
3.3 Висновки до розділу	60

РОЗДІЛ 4. Дослідження впливу вітру на баштові конструкції.	
Розрахунок на вихрове збудження	
4.1 Вступ до розділу. Методики розрахунку	61
4.2 Розрахунок пілона 11.355 м	
4.2.1 Динамічний розрахунок на дію фронтального вітру в SCAD	65
4.2.2 Розрахунок конструкції на дію фронтального вітру за Єврокод	66
4.2.3 Розрахунок конструкції на вихрове збудження	68
4.3 Розрахунок пілона 22 м	
4.3.1 Динамічний розрахунок на дію фронтального вітру в SCAD	71
4.3.2 Розрахунок конструкції на дію фронтального вітру за Єврокод	71
4.3.3 Розрахунок конструкції на вихрове збудження	74
4.4 Розрахунок пілона 25,572 м	
4.4.1 Динамічний розрахунок на дію фронтального вітру в SCAD	77
4.4.2 Розрахунок конструкції на дію фронтального вітру за Єврокод	77

4.4.3 Розрахунок конструкції на вихрове збудження	80
4.5 Розрахунок флагштоку 48,0 м	
4.5.1 Динамічний розрахунок на дію фронтального вітру в SCAD	83
4.5.2 Розрахунок конструкції на дію фронтального вітру за Єврокод	84
4.5.3 Розрахунок конструкції на вихрове збудження	87
4.6 Результати розрахунків досліджуваних конструкцій. Аналіз одночасної дії зусиль від фронтального вітру та вихрового збудження. Висновки до розділу.	90
РОЗДІЛ 5. Впровадження удосконалених методик розрахунку	
5.1. Вплив зусиль від вихрового збудження на напружено-деформований стан деталей баштових конструкцій	97
5.2. Критерії розрахунків на витривалість та оцінка витривалості за ДБН. Аналіз впливу рівня напружень в елементах конструкцій на витривалість	99
5.3 Визначення межі витривалості за Єврокод	114
5.4 Висновки до розділу	115
ВИСНОВКИ	116
СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	120
ДОДАТОК 1 Аналіз архіву вітрів, що діяли у м. Київ в 2011р	131

ВСТУП

Актуальність теми дослідження: в сучасній інфраструктурі широко застосовуються баштові конструкції у вигляді рекламних пілонів, флагштоків, електроосвітлювальних опор, споруд для розташування телекомунікацій, опор блискавкозахисту тощо. Для всіх подібних споруд властивий динамічний вплив вітру і зокрема явище вихрового збудження, що полягає в розвитку затухаючих коливань у площині, перпендикулярній до напрямку дії вітру. Коливання можуть відбуватися вже при помірних швидкостях вітру із значною кількістю коливальних рухів за умови, що швидкість фронтального вітру вища за критичну. З введенням в дію зміни №2 до ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи», чинної від 2020-06-01 з'явилися положення у додатку К, що вимагають проводити розрахунок баштових споруд на вихрове збудження. Зокрема пункт К6 містить попередження, що необхідно або виконувати розрахунок на втому, або здійснювати конструктивні заходи щодо гасіння проявів вихрового збудження. Існує науково-технічна проблема і задачі з розрахунку баштових споруд на вихровий резонанс і витривалість з урахуванням особливостей конструктивних рішень. Переважна більшість баштових споруд, що зараз знаходяться в експлуатації, проектувалася без розрахунків на вихрове збудження. Таким чином вплив вихрового збудження на баштові споруди масового використання, що застосовуються в сучасній інфраструктурі, потребує додаткових досліджень, запровадження існуючих методик розрахунку, виявлення закономірностей та дослідження напружено-деформованого стану з точки зору розрахунку конструкцій на витривалість.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами.

Робота виконувалася відповідно до держбюджетної тематики кафедри металевих і дерев'яних конструкцій КНУБА «Розвиток теорії вибору раціональних ресурсозберігаючих конструкцій сталевих рам з використанням ефективних двотаврових профілів енергоекономічних будівель» (номер держреєстрації: 0121U111715 від 20.06.2021, керівник: д.т.н., проф. Білик С.І.), що виконується на підставі наказу КНУБА №243 від 03.06.2021.

Метою роботи є визначення закономірностей впливу вихрового збудження на напружено-деформований стан елементів споруд, залежно від геометричних параметрів споруд та їх динамічних характеристик. Розробка рекомендації щодо ефективного формоутворення баштових споруд суцільного перерізу та їх конструктивних деталей

Об'єкт дослідження: баштові сталеві споруди із суцільним перерізом, які працюють в кліматичних умовах України.

Предмет дослідження: робота і напружено-деформований стан конструкцій сталевих баштових споруд від одночасної дії вихрового збудження та фронтального вітру; визначення параметрів розрахунку споруд на витривалість

Методи досліджень. Використані методи: теорії будівельної механіки, опору матеріалів, теорії розрахунку металевих конструкцій на вітрові навантаження на витривалість, аналітичні методики, числові дослідження з використанням методу скінчених елементів.

Основні задачі досліджень:

- Виконати порівняння підходів, розрахункових положень щодо розрахунку баштових споруд на вітрове навантаження з врахуванням динамічної складової згідно нормативних документів, чинних в Україні
- Визначити власні частоти коливань досліджуваних споруд та виконати розрахунки на фронтальний вітер з врахуванням параметрів споруд (жорсткість, висота, маса, змінність перерізів до довжини);
- Виконати розрахунки критичних швидкостей для прояву вихрового збудження в кожній із споруд, а саме при якій швидкості в прив'язці до природно-кліматичних умов м Києва за якою формою і частотою це явище проявляється;
- Розрахувати конструкції на вихрове збудження згідно резонансного методу, представленого у європейських будівельних нормах, виявити зусилля в основі, порівняти його величину у відсотках до зусиль від фронтального вітру залежно від змінних параметрів споруд;

- Виконати розрахунки конструкцій споруд на складний напружений стан з метою виявлення закономірностей впливу вихрового збудження на споруди;
- Виконати оцінку розподілу вітрів за швидкістю і тривалістю дії за архівом погоди метеостанцій на прикладі одного року, встановити параметри для розрахунку баштових сталевих споруд на витривалість з урахуванням кількості циклів.
- Виконати оцінку впливу рівня напружень в конструкціях споруд, які можуть виходити за межу витривалості, для різних елементів та деталей на витривалість конструкцій;
- Виконати аналіз та розробити рекомендації щодо використання ефективних форм поперечного перерізу та конструкцій опорних вузлів споруд для мінімізації впливу вихрового збудження.

Наукова новизна одержаних результатів:

1. Визначені закономірностей виникнення вихрового резонансного збудження в простих консольних сталевих баштових спорудах суцільного не циліндричного перерізу з різною висотою та частотою коливань.
2. Узагальнені підходи щодо оцінки впливу вихрового збудження на споруди залежно від їх висоти, власної частоти.
3. Визначені закономірності та кількісні показники циклічних коливань споруд від дії вихрового збудження для оцінки витривалості.
4. Створена розрахункова модель для розрахунку на витривалість сталевих баштових споруд суцільного перерізу при одночасній дії максимального фронтального вітру із вихровим збудженням.

Достовірність результатів базується на застосуванні апробованого аналітичного резонансного методу розрахунку на вихрове збудження, що впроваджений в Єврокодi

Практичне значення одержаних результатів На основі отриманих результатів буде подана пропозиція про внесення уточнюючих положень до національних будівельних норм України ДБН В.1.2-2:2006 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування»

Результати, отримані автором дисертації, були апробовані при проектуванні рекламних пілонів висотою від 12 до 25 м ПП «МакДональдз Юкрейн ЛТД», а також під час виконання проекту підсилення флагштока висотою 48,5 м в м. Києві.

Апробація результатів дисертації. Основні результати дисертаційної роботи доповідались на вітчизняних та міжнародних наукових конференціях:

- «XIV Міжнародна науково-практична конференція «КОМПЛЕКСНЕ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ЯКОСТІ ТЕХНОЛОГІЧНИХ ПРОЦЕСІВ ТА СИСТЕМ -2024» (23-24 травня 2024 року, м. Чернігів, Національний університет "Чернігівська політехніка")
- «27 міжнародна конференція «Матеріали і технології» (16-18 жовтня 2019р м. Порторож Словенія)

Публікації автора. Результати дисертаційної роботи опубліковані в фахових наукових виданнях України в тому числі індексованих в у міжнародних базах.

а) статті, що включені до наукових періодичних видань інших держав, та у наукових фахових виданнях України, що включені до міжнародних наукометричних баз:

1. 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> (Scopus, кuartиль 3)
2. В.В. Нужний Розрахунки сталевих баштових споруд на витривалість з врахуванням впливу вихрового збудження. Опір матеріалів і теорія

споруд/Strength of Materials and Theory of Structures. 2024. № 113, - с. 275-284. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2024.113.275-284> (Web of Science)

б) статті в наукових фахових виданнях України:

3. 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)
4. В. Нужний, М. Дауров. (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>
5. Нужний, В. . (2024). Особливості розрахунку на витривалість баштових споруд при дії вітрових навантажень. Будівельні конструкції. Теорія і практика, (15), 97–109. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.15.2024.97-109>

Подяки. Автор виражає подяку науковому керівнику д.т.н. професору Білику Сергію Івановичу, завідувачу кафедрою металевих і дерев'яних конструкцій КНУБА та присвячує дисертаційну роботу пам'яті к.т.н. доцента кафедри металевих і дерев'яних конструкцій, винахідника і одного з вчителів з проектування баштових споруд Терентьєва Бориса Валентиновича.

РОЗДІЛ 1. Огляд особливостей впливу вітру на баштові споруди.

Постановка проблеми.

1.1 Навантаження і впливи вітрових навантажень на баштові споруди.

Класифікація і особливості.

В сучасній інфраструктурі широко використовуються баштові споруди із защемленою основою. До таких споруд відносяться рекламні стели, пілони, білборди, вежі, щогли мобільного зв'язку тощо.

Основною дією на баштові споруди є дія вітрових навантажень і оцінкою впливу вітру на споруди є швидкість. Швидкість вітру і його впливу на навколишнє середовище була класифікована шкалою Бофорта ще у 1806р за Савицьким [1].

Сила вітру, бали	Швидкість вітру, м/сек	Характеристика	Дія вітру
0	< 0.3	Штиль	Повна відсутність вітру. Дим піднімається прямовисно. Листя дерев нерухоме.
1	0.3–1.5	Тихий	Дим «пливе». Флюгер не обертається.
2	1.6–3.4	Легкий	Рух повітря відчувається обличчям. Шелестить листя. Флюгер обертається.
3	3.4–5.4	Слабкий	Тріпоче листя, хитаються дрібні гілки. Майорять прапори.
4	5.5–7.9	Помірний	Хитаються тонкі гілки дерев. Вітер піднімає пил та шматки паперу.
5	8.0–10.7	Свіжий	Хитаються великі гілки. На воді з'являються хвилі.
6	10.8–13.8	Сильний	Хитаються великі гілки
7	13.9–17.1	Міцний	Хитаються невеликі стовбури дерев. На морі здіймаються хвилі, що піняться.
8	17.2–20.7	Дуже міцний	Ламаються гілки дерев, важко йти проти вітру.
9	20.8–24.4	Шторм	Невеликі руйнування. Зриває черепицю, руйнує димарі
10	24.5–28.4	Сильний шторм	Значні руйнування. Дерева вириваються з корінням
11	28.5–32.6	Жорстокий шторм	Великі руйнування
12	≥ 32.7	Ураган	Призводить до спустошень

Рис.1.1 Шкала Бофорта прийнято згідно монографії Савицького [1]

Основні методики розрахунку склалися в середині 20 ст [1] і лягли в основу різних редакцій нормативних документів стосовно навантажень і впливів на території колишнього СРСР і діяли на території України до 31 грудня 2006 р.

Вітрове навантаження на споруди розглядається як сума постійної складової, що містить рівномірний тиск на споруду та пульсаційної складової, яка зумовлена нерівномірними поривами вітру. Характер впливу вітрової динаміки визначається власними частотами коливань споруд та логарифмічним декрементом затухань. Методика розрахунку була прив'язана до нормативних значень вітрового тиску згідно карт районування за СНіП [2], розроблених на основі багаточисельних досліджень. Також норми містили свою збалансовану систему надійності шляхом введення коефіцієнтів надійності $\gamma_f = 1,4$ на всі вітрові навантаження. Система була збалансована, але дещо не досконала по відношенню до використання в Україні, оскільки було відсутнє більш детальне зонування.

З введенням в Україні нових національних норм ДБН [3] було здійснене більш ретельне районування за характеристичним вітровим тиском у прив'язці до умов України згідно аналізу обробки результатів чисельних спостережень за даними метеостанцій, розташованих у обласних та районних центрах України. Також згідно [3] за характером дії вітрового навантаження на конструкції поділяються на такі, у яких старший період власних коливань не перевищує 0.25 сек і їм не властивий розвиток вітрового резонансу, та всі інші споруди, яким властивий резонанс. З досвіду проектування різних баштових споруд старший період власних коливань знаходиться в межах 0,9-2.0 с і їм властивий розвиток вітрового резонансу. Всі динамічні вітрові впливи згідно редакції [3] 2006-2007 зі зміною 1 визначалися як квазістатичні дії із врахуванням коефіцієнтом динамічності C_d . Однак при цьому було виключено як таке поняття пульсаційної складової вітру і багато питань не було вирішено. Зокрема згідно п. 9.13 [3] у випадку якщо згідно параметричних співвідношень коефіцієнт динамічності $C_d > 1,2$, необхідно виконувати спеціальний динамічний розрахунок, за допомогою

якого визначається вплив пульсаційної складової вітрового навантаження. При цьому відсилання до конкретних джерел з методикою виконання розрахунку як таке відсутнє і за аналогією дані розрахунки слід виконувати згідно відмінених норм та за іншою науково-методичною літературою [2, 4] В свою чергу з точки зору системи надійності в старих нормативних документах діяв єдиний коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,4$, у той час як в діючих нормах коефіцієнт надійності залежить від терміну експлуатації споруди згідно таблиці 9.1 ДБН

Таблиця 9.1

T, років	5	10	15	25	40	50	70	100	150	200	300	500
γ_m	0,55	0,69	0,77	0,87	0,96	1,00	1,07	1,14	1,22	1,28	1,35	1,45

Рис.1.2 Таблиця коефіцієнтів надійності вітрового навантаження згідно ДБН [3].

Крім того для різних регіонів України згідно старих та нових норм встановлені різні рівні вітрового тиску, так зокрема для Києва [2] був передбачений нормативний тиск у 300Па, у той час як за [3] його слід приймати 400Па. Також істотно відрізняються інші коефіцієнти зміни вітрового тиску по висоті. Отже має місце бути розбалансування і за відсутності чіткого визначення, розрахунок на практиці як правило виконується за методиками старих норм, заведеними в до алгоритму програмних комплексів «Ліра» і «Скад» [5, 6] .

Окрім основного фронтального вітру на конструкції, який включає розрахунок на дію статичної та пульсаційної складової вітрового навантаження, в [7, 8, 9] розрізняють ще чотири види динамічних вітрових впливів на конструкції, які напряду не залежать від традиційного розрахунку на фронтальний вітер, однак можуть викликати серйозні наслідки до прогресивного руйнування. До таких ефектів відносять:

1. Вихрове збудження, яке характерні для круглих в перерізі чи квадратних споруд. Сутність явища вихрового збудження полягає в тому, під час пориву вітру при дії вітрових пульсацій відбувається почерговий зрив вихорів, який починає розхитувати конструкцію і

спричинює розвиток коливань у площині, перпендикулярній до дії вітру при перевищенні критичної швидкості вітру.

2. Флатер. Явище, характерне для плоских конструкцій, які під дією вітру зазнають згинно-крутних коливань незатухаючих коливань. Вперше це явище було зафіксовано і описано в авіації при розрахунку крил літальних апаратів. Найчастіше це явище спостерігається, коли центр дії сил не збігається з центром ваги перерізу. В будівництві флатер спостерігався 7 листопада 1940 р під час розвитку резонансних коливань та руйнації прольотної споруди Тахомського мосту. Див рис 1.3. Внаслідок того, що коливання не затухаючі, це може призводити до руйнівних наслідків.



Рис. 1.3 Падіння Такомського мосту внаслідок флатеру прольотної споруди 7 листопада 1940р.

3. Галопування. Явище, характерне для вітрових коливань тросів, канатів, проводів ЛЕП та тонких стержнів і полягає в розвитку сталих низькочастотних коливань.

4. Розрахунок на смерчі. Даний розрахунок використовується при проектуванні унікальних та небезпечних споруд, до яких відносять зокрема АЕС.

Основною темою даної дисертації є дослідження вихрового збудження для баштових споруд, що є характерним для них явищем, яке було описане ще в літературі 1970-х, однак не містило жодних формул та методик розрахунку.

З імплементацією в Україні Єврокодів в [9] було вперше введено поняття розрахунку конструкцій на вихрові збудження. Пізніше у зміні 2 до [3] від 2020 року було також введено поняття розрахунку на вихрове збудження. Загалом в [9] та [3] методики загалом ідентичні, в Єврокоді [9] міститься розширення зі спрощеними розрахунковими методиками моделювання навантаження коливань консольних стержнів з одним ступенем свободи, якими за розрахунковими схемами являються баштові споруди. Сутність явища вихрового збудження полягає в тому, під час пориву вітру при дії вітрових пульсацій відбувається почерговий зрив вихорів, який починає розхитувати конструкцію і спричинює розвиток коливань у площині, перпендикулярній до дії вітру при перевищенні критичної швидкості вітру. Це явище у досліджених нижче в дисертаційній роботі конструкцій відбувається при швидкостях вітру вище 3.5..5.8 м/с і досить часто. Фактично це може починатися вже при слабкому та помірному вітрі (3,4 бали за шкалою Бофорта, див. рис.1.1). Відбуваються затухаючі власні коливання під дією інерційних мас і в конструкції проявляються абсолютно інші зусилля, ніж при звичному розрахунку на фронтальний вітер з урахуванням статичної та динамічної складових вітрового навантаження.

Явище же дії основного розрахункового фронтального вітру відбувається у вигляді серії міцних поривів (7-12 балів за шкалою Бофорта) з незначною тривалістю (до 30 хв) раз на декілька років і не спричинюють значних по кількості коливань, що потребуватиме розрахунків на втому. При цьому за суттю і природою коливань дія максимальних розрахункових вітрових навантажень все одно після амплітудних відхилень у площині дії вітру призведе до появи

вітрового збудження і коливань у перпендикулярній площині, тобто вихрового збудження.

З точки зору повторюваності та можливості прояву при незначних вітрах, кількість циклів коливань може бути значною, що потребує досліджень конструкцій на розвиток залишкових напружень від втоми. Однією з практичних задач, яка не має розвитку в сучасній нормативній та науковій базі є визначення циклової втоми від будь-яких вітрових впливів. Для баштових споруд, з точки зору втоми і значної циклічної повторюваності є саме коливання від вихрового збудження, як мають ідентичну амплітуду та пікові напруження конструктивних елементах. В даній роботі був проведений аналіз усередненої кількості коливальних циклів баштових споруд для метеорологічних умов міста Києва.

1.2 Загальні положення і аспекти щодо дії вітрового навантаження

Основною дією на баштові споруди є дія вітрових навантажень.

Теорія розрахунку споруд на вітрові навантаження складалася з 1960-1970 рр і базується на працях Девенпорта [10, 11].

Визначення параметрів і розрахункових характеристик прикладання вітру в аспекті реалізації цього питання в межах національних нормативних документів, методики і усталеної інженерної практики багато в чому залежать від:

- Прийнятої загальної теорії вітрової дії – середньої швидкості, прийнятих гіпотез і обчислення пульсації і турбулентності (За Девенпортом);
- Метеорологічних спостережень для конкретної місцевості, що визначають районування і характеристики максимальної швидкості вітру або вітрового тиску;
- Науково-інженерної традиції, що містить особливості врахування аеродинамічних властивостей дії вітру на споруди та їх елементи, особливостей врахування висотних коефіцієнтів дії вітру залежно від характеру місцевості та висоти прикладання вітрових навантажень;

- Прийнятої системи забезпечення надійності.

Вітрові навантаження утворюються переміщеннями повітряних мас, які відбуваються внаслідок різниці тиску повітря в різних місцевостях, що так чи інакше пов'язано з перепадами температури. Характер руху повітряних мас для певної місцевості визначається кліматичними особливостями, сезонними факторами. Рух атмосферного повітря можна представити як суму взаємодіючих потоків, масштаби яких оцінюються від міліметрів до тисячі кілометрів. Це описано спектром вітрів Ван дер Ховена [12]

В метеорології за масштабами руху вітрових мас встановлюють:

- Мікромасштабні вітри із дистанцією руху повітряних мас до 20км і тривалістю до 1 години;
- Середньомасштабні вітри із дистанцією руху повітряних мас від 20 до 500км і тривалістю від 1 години до 48 годин;
- Синоптичні вітри з дистанцією руху більше 500 км і тривалістю руху більше двох діб.

На характер вітрового потоку, його турбулентність, впливає характер місцевості – рельєф, рослинність, характер і наявність забудови тощо.

В структурі дії вітру розрізняють середню умовно сталу швидкість і нерівномірні пульсаційні пориви.

Швидкість вітру визначається на метеостанціях анеморумбометрами на висоті 10 м від рівня земної поверхні. Структура зафіксованого приладом вітру з плином часу матиме приблизну структуру як на рис.1.2.1, де штриховою лінію означений діапазон вітрів із швидкістю $\bar{V}$ з пульсаційними поривами V'

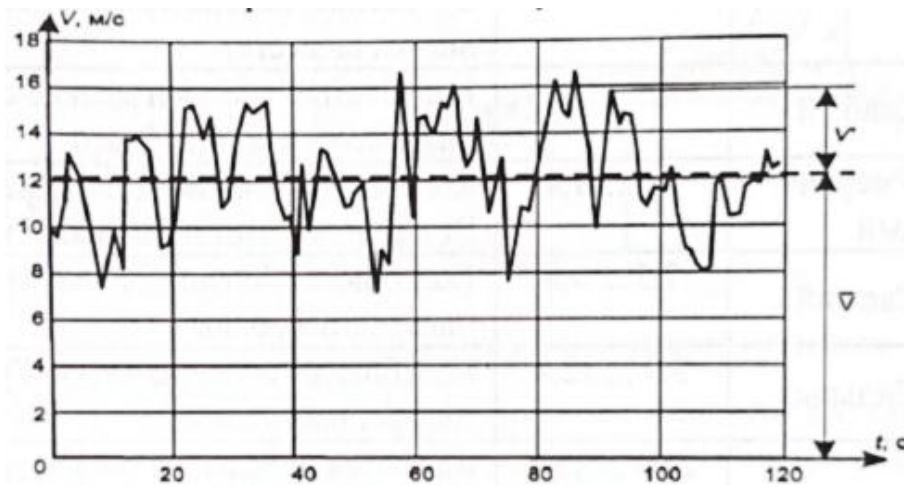


Рис. 1.2.1 Характерний спектр дії вітру в часі

Істинна швидкість турбулентного потоку може бути представлена як:

$$V = \bar{V} + V' \quad (1.2.1)$$

Де $\bar{V} = \frac{1}{\Delta t} \int_{t-\frac{\Delta t}{2}}^{t+\frac{\Delta t}{2}} V dt$ час усереднення Δt в усіх сучасних нормативних базах

прийнятий 10 хвилин.

Пульсаційна дія вітру характеризується коефіцієнтом пульсацій:

$$\zeta = \frac{\bar{V} + V'}{\bar{V}} \quad (1.2.2)$$

Статичне вітрове навантаження, що характеризується середньою швидкістю вітрового потоку є сукупністю дії наступних факторів:

- нормального тиску W_e на поверхню споруди;
- сили тертя по дотичній поверхні W_f ;
- сили внутрішнього нормального тиску W_i для споруд з відкритими отворами.

При визначенні пульсаційної складової вітру використовують положення, запропоновані А. Девенпортом:

- Конструкція є пружною;
- Справедлива гіпотеза, що аеродинамічні сили в пульсуючому потоці є такими ж, як і в стаціонарному потоці, що дозволяє приймати квазістатичні схеми розрахунку;
- Пульсація аеродинамічних сил лінійно залежить від пульсацій швидкості потоку.

Використання квазістатичної моделі можливо при припущенні, що розміри споруди малі по відношенню до геометричних параметрів вітрів. Швидкості вітрового потоку та спричинені ними динамічні впливи і реакції споруди є випадковими функціями в часі.

Спектр реакції споруди на випадкову вітрову динамічну дію може бути представлений на рис. 1.2.2

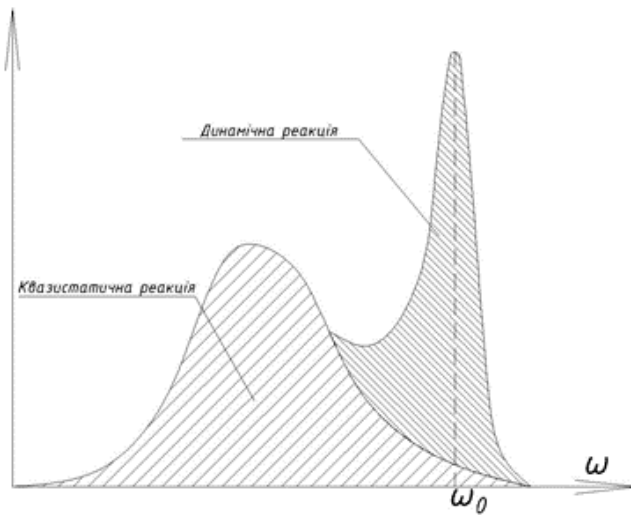


Рис. 1.2.2 Спектр реакції споруди на випадкову динамічну дію вітру

В реакції споруди на дію вітрового потоку можна чітко виділити дві частини. Перша частина реакції є безмасова статична, яка визначається лише характером дії вітрової турбулентності і в ній не задіяна інерційна маса споруди, у той час як в другій частині реакції, динамічній, задіяні інерційні маси і відбуваються пік при співпадині однієї з частот вітрового спектру з власною коловою частотою коливань споруди, де $\omega_0 = 2\pi f_0$. Тому пульсаційна складова або динамічна реакція, згідно термінології Єврокоду, залежить від динамічних характеристик конструкції. ω

На основі теорії Девенпорта проводилися багаточисельні дослідження [13...24] та багато інших та були збудовані національні та наднаціональні нормативні документи – СНіП колишнього СРСР, Єврокод, норми США, Канади, Австралії, Японії тощо [2, 9, 25...35]. Всі документи отримані на основі власної національної наукової бази, формування карт районування, обдуву

конструкцій в аеродинамічних трубах і створення своєї розрахункової бази на основі аеродинамічних коефіцієнтів, висотних коефіцієнтів та встановленої практики.

1.3 Розрахунок на дію фронтального вітру за старими нормами до 2007р (СНіП 1985 р)

В [2] встановлена система карт районування з нормативним вітровим тиском. У той час як означена можливість визначати вітровий тиск від швидкості вітру як:

$$W_0 = 0,61v_m^2 \quad (1.3.1)$$

Тиск від статичного вітрового навантаження визначається за формулою:

$$W_m = W_0 k C \quad (1.3.2)$$

Де W_0 - нормативний вітровий тиск для місцевості, k –вітровий висотний коефіцієнт, який залежить від характеру місцевості, де розташована споруда і визначається за логарифмічною залежністю, C - аеродинамічний коефіцієнт. Розрізняють за відкритістю і характером забудови три типи місцевостей А, В, С:

А - відкриті узбережжя морів, озер та водосховищ, пустелі, степу, лісостепу;

В - міські території, лісові масиви та інші місцевості, що рівномірно покриті перешкодами висотою понад 10 м;

С - міські райони із забудовою будинками висотою понад 25 м.

Опускаючи теорію і функції енергетичних параметрів дії вітрового спектру, в СНіП був наведений розв'язок задачі для визначення силових параметрів пульсаційної складової для систем з одним ступенем свободи (до яких відносяться саме баштові споруди) , який приведений у вигляді формули:

$$W_p = W_0 \xi \zeta(z) v \quad (1.3.3)$$

Де ξ – коефіцієнт динамічності,

$\zeta(z)$ – коефіцієнт пульсацій вітру, що залежить від висоти;

v – коефіцієнт кореляції.

Коефіцієнт динамічності визначається за графіком залежно від логарифмічного декременту затухань δ та співвідношення $\varepsilon = \frac{\sqrt{\gamma_f w_0}}{940 f_1}$, де f_1 – перша власна частота коливань системи. Логарифмічний декремент коливань для залізобетонних і кам'яних споруд приймають $\delta=0,3$ та $\delta=0,15$ для сталевих конструкцій

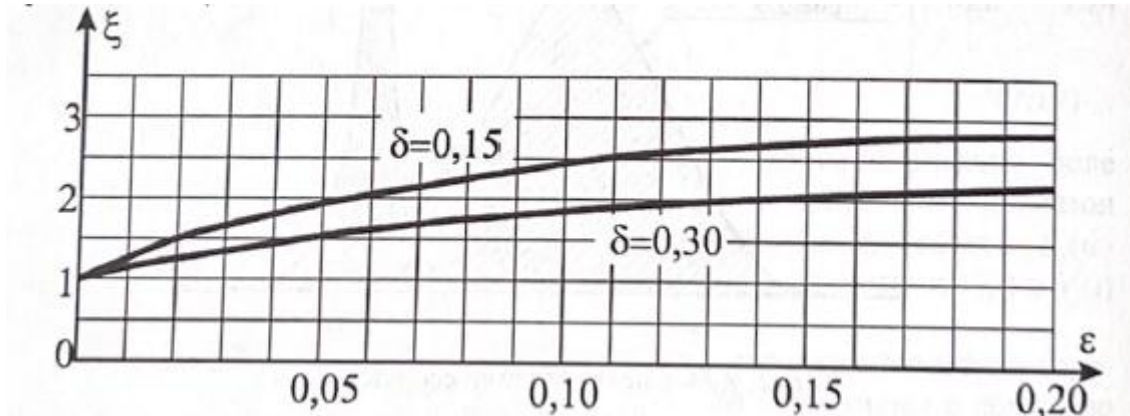


Рис. 2.2.1 Графік визначення коефіцієнту динамічності

Згідно графіку на рис. 2.1 коефіцієнт динамічності може знаходитися в діапазоні значень від 1 до 2,8.

Також для вітрового навантаження був застосований сталий фіксований коефіцієнт надійності $\gamma_f = 1,4$ за вітровим навантаженням.

1.4 Розрахунок на дію фронтального вітру за Єврокод

Дещо подібна і водночас відмінна система розрахунку наведена в Єврокод [9, 36]. Так вітрові райони нормовані за максимальною середньою швидкістю вітру і наведені у національних додатках всіх країн. В Єврокод максимальна середня швидкість вітру з урахуванням різних коефіцієнтів висотності, нерівності місцевості відіграє ключове значення.

В Єврокод приймається п'ять типів місцевостей залежно від характеру забудови і перешкод:

0 - Море або прибережна зона, яка має доступ до відкритого моря;

I - Озера або рівна і горизонтальна поверхня з незначною рослинністю і без перешкод;

II - Територія з низькою рослинністю, такою як трава і окремі перешкоди (дерева, будівлі) з мінімальним інтервалом(відстанню) в 20 висот перешкоди;

III - Територія з постійним рослинним покривом або будівлями, або з окремими перешкодами, максимальна відстань між якими дорівнює 20 висотам перешкоди (такі як села, приміська місцевість, постійний ліс);

IV - Територія, в якій як мінімум 15% поверхні зайнято будівлями, середня висота яких перевищує 15 м.

Вітровий напор визначається за формулою:

$$q_p(Z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (1.4.1)$$

Де $q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$ – базовий швидкісний напор на висоті 10 м при швидкості із усередненням 10 хв. де $\rho = 1,25 \text{ кг/м}^3$ - густина повітря

$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)}$ інтенсивність турбулентності вітру, яка може бути вирахована як логарифмічна функція із сукупністю коефіцієнтів залежно від умов місцевості і висоти. Ці розрахунки спрощені і наведені у вигляді графіків для визначення коефіцієнта вітрового напору $c_e(z)$ (див. рис.1.4.1)

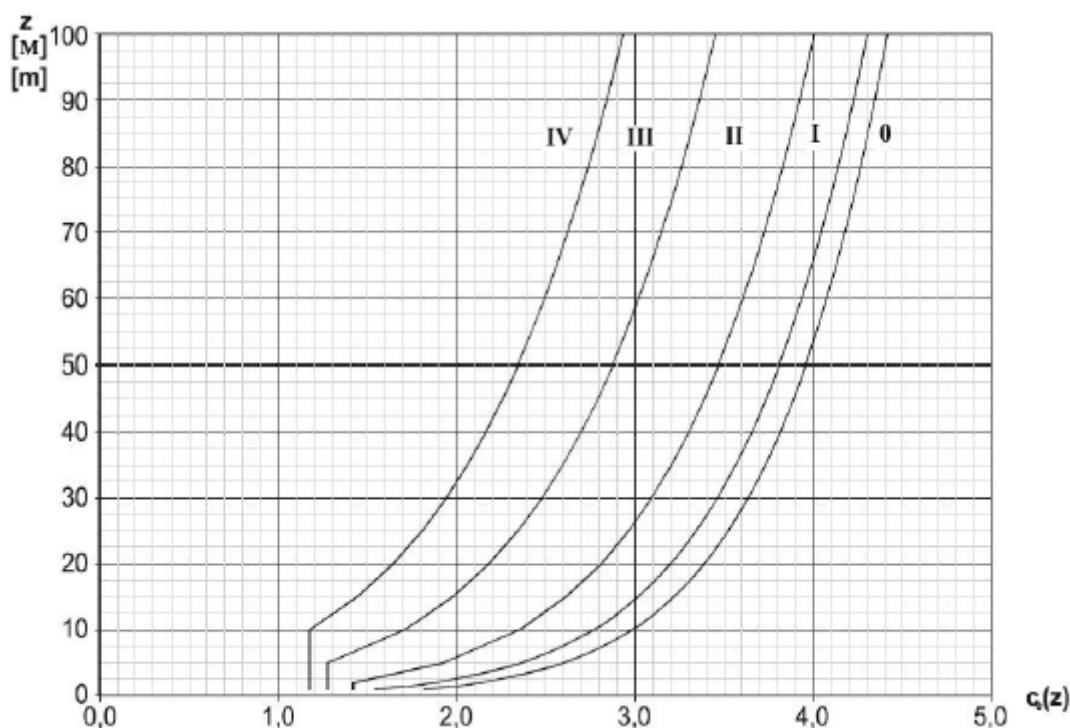


Рис. 1.4.1 Графік вітрового напору

Сили, що діють на конструкцію визначаються в загальному вигляді як:

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z) \cdot A_{ref} \quad (1.4.2)$$

Де c_f – коефіцієнт сили, що діє на елемент, по своїй суті аеродинамічний коефіцієнт

$$c_s c_d = \frac{1+2 \cdot k_p \cdot \sqrt{B^2+R^2}}{1+7 \cdot I_v(z_s)} - \text{динамічний коефіцієнт} \quad (1.4.2)$$

Де $I_v(z_s)$ – дивергентність вітрового потоку по висоті (фактично вітровий коефіцієнт) при висоті, що дорівнює висоті споруди $z_c = h$

k_p - коефіцієнт амплітуди, визначений як співвідношення максимального значення пульсаційної частини до її стандартного відхилення.

B^2 - фонові складові реакції, що враховує відсутність повної кореляції тиску по поверхні конструкції;

R^2 - коефіцієнт, що враховує резонансну складову реакції від вітрової турбулентності за власною частотою конструкції.

Методика визначення означених параметрів наведена в додатках до документа, при чому окремо розрізняють вплив динамічної складової на суцільні і на решітчасті конструкції. За своєю суттю коефіцієнт $c_s c_d$, і є квазістатичним вираженням пульсаційної складової і залежить від динамічних характеристик системи та визначається згідно двох методик – для решітчастих систем та споруд суцільного перерізу.

Абсолютно іншим є врахування системи надійності за вітровим навантаженням за Єврокод. До всіх навантажень застосовуються часткові коефіцієнти надійності за навантаженням. Так за ДСТУ-Н Б EN 1990 зусилля в розрахунковій ситуації приймаються як:

$$F_d = \gamma_F \psi F_k \quad (1.4.3)$$

Де $\gamma_F = \gamma_{Qi} = 1,3$ як для перемінної дії вітру для STR граничного стану
 $\psi = 1,0$ - коефіцієнт для комбінаційної величини перемінної дії

1.5 Розрахунок на дію фронтального вітру за ДБН

ДБН В.1.2-2006 "Навантаження і дії. Норми проектування" [3] у частині вітрового навантаження розроблений на основі багаторічних праць українських вчених, у тому числі А.В. Перельмутера і М.А. Микитаренка (ВАТ УкрНДІПроектсталькострукція імені В.М. Шимановського), В.А. Пашинського, С.Ф. Пічугіна, А.В. Махінька (Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка), Р.І. Кінаша (ДУ "Львівська Політехніка") та ін. [37-41].

Статистичне дослідження і створення карт характеристичних значень вітрового навантаження було проведення на основі замірювань швидкості вітру анеморумбометрами на 195 метеостанціях України на висоті 10 м, 8 раз на добу упродовж 1966-1990-х рр. Швидкість вітру осереднювалася кожні 10 хв (аналогічно як в СНіП та Єврокод), що дозволяє використовувати формулу визначення тиску вітру через швидкість. Характеристичні значення вітру отримані на основі обробки 12 мільйонів результатів строкових спостережень. Були уточнені карти вітрових навантажень відповідно до умов України.

В свою чергу в ДБН введена залежність величини розрахункового вітрового навантаження залежно від терміну експлуатації будівель і споруд. Так базовою повторюваністю є $T=50$ років, для будівель і споруд з іншими термінами експлуатації коефіцієнт надійності за навантаженням відрізняється від одиниці і визначається за формулою:

$$\gamma_{fm} = 0,56 + 0,12 \ln T \quad (1.5.1)$$

У ДБН це подано в формі таблиці (таблиця 12.3).

Пропонується розрахунок на дію вітру лише як цілком квазистатичний без чіткого і прямого застосування динамічних характеристик споруд, але з врахуванням коефіцієнта динамічності:

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C, \quad (1.5.1)$$

де

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d,$$

де C_{aer} — аеродинамічний коефіцієнт, що визначається за 9.8;

C_h — коефіцієнт висоти споруди, що визначається за 9.9;

C_{alt} — коефіцієнт географічної висоти, що визначається за 9.10;

C_{rel} — коефіцієнт рельєфу, що визначається за 9.11;

C_{dir} — коефіцієнт напрямку, що визначається за 9.12;

C_d — коефіцієнт динамічності, що визначається за 9.13.

За типами місцевості в ДБН розрізняють чотири типи:

I — відкриті поверхні морів, озер, а також плоскі рівнини без перешкод, що піддаються дії вітру на ділянці довжиною не менш як 3 км;

II — сільська місцевість з огорожами (парканами), невеликими спорудами, будинками і деревами;

III — приміські і промислові зони, протяжні лісові масиви;

IV — міські території, на яких принаймні 15% поверхні зайняті будівлями, що мають середню висоту понад 15 м

Висотні коефіцієнти визначаються за таблицями 9.01 та 9.02, при чому окремо вирізняються конструкції, у яких перший власний період коливань не перевищує 0.25 сек, та всі інші, яким властивий вітровий резонанс.

За графіком згідно п. 9.13 рис. 9.8 (приведений на рис. 1.5.1) при фактичних співвідношеннях геометричних параметрів флагштоків та пілонів коефіцієнт динамічності перевищує 1.2, і потребує згідно безпосередньої цитати з нормативного документу «спеціального динамічного розрахунку», методика якого фактично не внормована і не описана в жодному з чинних документів чи настановах з проектування, що унеможлиблює фактично проектування баштових споруд за ДБН.

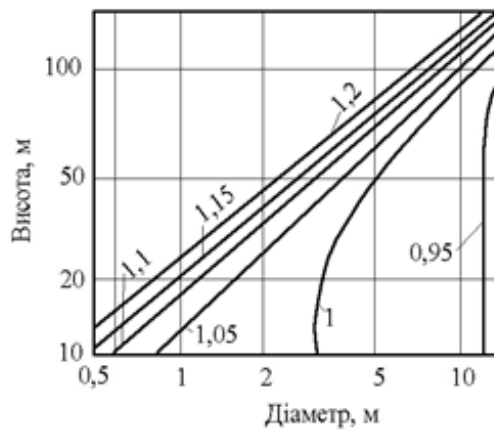


Рис. 1.5.1 Визначення коефіцієнту C_d сталевих колон і труб за ДБН.

1.6 Порівняльний аналіз старих норм 1985р , Єврокод та ДБН

Згідно підходу до визначення вітрових характеристик, динамічних коефіцієнтів, аеродинамічних коефіцієнтів тощо порівнювальний аналіз всіх трьох систем можна звести до таблиці 1.6.1

Таблиця 1.6.1 Порівняння вітрових норм

Параметр	Старі норми 1985 р	ENV	ДБН
Нормування вітрових районів	За тиском вітру, Па	За максимальною усередненою швидкістю вітру	За тиском вітру, Па
Формули залежності тиску вітрового напору від швидкості вітру	$W_0 = 0,61v_m^2$	$q_b = \frac{1}{2}\rho v_b^2$ Де $\rho=1,25$ кг/м ³ - густина повітря	$W_0 = 0,61v_m^2$
Система усереднення вітру	10 хвилин	10 хвилин	10 хвилин
Кількість типів місцевості для визначення висотних коефіцієнтів	3	5	4
Закон визначення висотних коефіцієнтів	Ступеневий	Логарифмічний	Логарифмічний
Врахування динамічної дії вітру	Квазистатичне із чітким розрахунком залежно від динамічних характеристик споруд	Квазистатичне із чітким розрахунком залежно від динамічних характеристик споруд	Квазистатичне з таблицями. Чітка простежувана залежність від динамічних характеристик споруд відсутня

Коефіцієнти надійності за навантаженням	$\gamma_f = 1,4$	$\gamma_{Qi} = 1,3$, $\psi_0 = 0,6$ $\psi_1 = 0,3$	$\gamma_f = 1,4$ прихований в характеристичних значеннях вітрового тиску при базовому терміні експлуатації 5 років
Наявність впливу розрахункового терміну експлуатації будівлі на величину навантаження	-	-	+
Врахування аеродинамічних коефіцієнтів для видів споруд і їх частин:			
Вільно розташовані пласкі стіни	+	+	+
Будівлі	+	+	+
Двоскатні покрівлі	+	+	+
Односкатні покрівлі		+	
Арочні покриття	+	+	+
Покриття з ліхтарями	+		+
Багатопрольотні покриття	+	+	+
Навіси (одно і двоскатні)	+	+	+
Будівлі з відкритими прорізами	+	+	+
Уступи будівель	+		+
Сфера	+	+	+
Циліндричні споруди	+	+	+
Призматичні споруди	+	+	+
Прокатні профілі		+	+
Наскрізні конструкції	+	+	+
Похилі елементи	+		+
Куполи		+	
Мости		+	
Прапори		+	

В оглядовій праці [42] вказаний факт, як під час семінару в Бохумі, в Німеччина, 15 вересня 2000р було проведено комплексне дослідження, пов'язане з порівнюванням методик розрахунків на вітрові навантаження, прийнятих в основних нормах і стандартах: США ASCE 7-98, 200, Австралії AS1170-2, 1989, Канади NBCC, 1995, Японії – AIJ-RLB, 1993 та Єврокод ENV1991-2-4. Порівняльне дослідження дійшло висновку, що серед них існує значні

відмінності у результатах. І наразі відсутній єдиний підхід або спроби будь-якої уніфікації між різними національними нормами і системами, щодо визначення вітрового навантаження на будівлі і споруди. Результати різняться суттєво і не можуть бути співставлені.

1.7 Вихрове збудження. Причини, умови, прояви. Аналіз досліджень баштових споруд на вітрові навантаження, динаміку і витривалість.

Розглянуті вище основні розрахункові положення описують дію максимального фронтального вітру, повторюваність в часі якого дуже не значна і не впливає на циклову втому конструкцій. Також вони широко відомі і застосовуються в будівельній практиці. Водночас характер дії вихрового збудження як побічного і водночас самотійного явища дещо інший і тут слід розглянутий інший спектр вітрів за шкалою Бофорта та визначити кількість коливальних циклів споруд на рік і екстраполювати це на розрахунковий термін всього життєвого циклу споруди.

Явище вихрового збудження в конструкціях [1, 7, 42] нерозривно пов'язано з явищем доріжки Кармана в газовому або рідинному потоці, відкрите угорсько-американським вченим Теодором фон Карманом у 1911р. [43, 44] Сутність явища полягає в тому, що при дії вітру на перешкоду відбуваються почергові зриви вихрів у шаховому порядку. Дані явища можуть яскраво спостерігатися на макрорівні – коли повітряні потоки обходять гори, створюють яскраву картинку на хмарах (див. рис 1.7.1), так і на меншому рівні, коли відбувається вплив вітру на окрему конструкцію чи групу конструкцій.

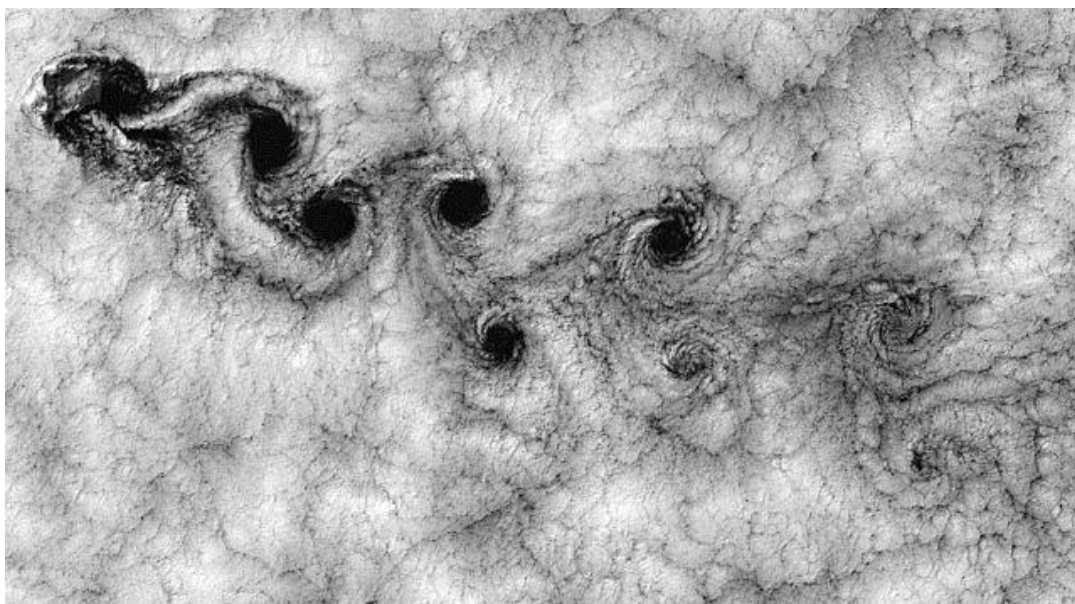


Рис. 1.7.1 Доріжка Кармана, що спостерігалася в хмарах поблизу острова Робінзона Круза біля узбережжя Чилі 15 вересня 1999р

Дане явище також може масштабно діяти на групу конструкцій. В історії відомий випадок аварії градирень [45] 1 листопада 1965 на електростанції Феррібридж в Західному Йоркширі в Великій Британії (див. рис 1.7.2). Аварія відбулася внаслідок дії на оболонки градирень величезного вихору, що утворився в складі доріжки Кармана при обдування масиву градирень і, звісно, не був врахований при проектуванні.



Рис. 1.7.2 Аварія градирень на електростанції Феррібридж в Великій Британії [45]

Сутність явища на мікрорівні полягає в тому, що при обдуванні споруди, близької за габаритами до круглої, або коли параметри перерізу – ширина і глибина в бік дії вітру приблизно однакові, відбувається характерне збудження зон турбулентності в атмосфері у вигляді точкових вихорів, що йдуть у шаховому порядку (див. рис.1.7.3)

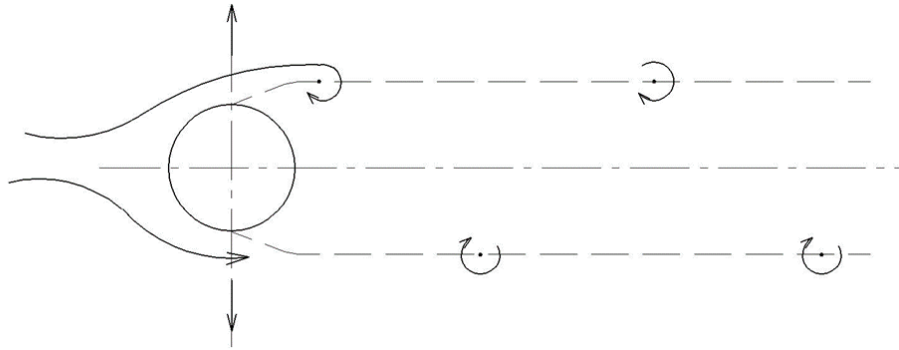


Рис. 1.7.3 Доріжка вихорів Кармана

Як було вже зазначено, з появою вихорів Кармана споруда починає коливатися в площині, перпендикулярній до дії вітру під впливом інерційних сил.

Частота утворення вихорів Кармана прямо пропорційна швидкості потоку і обернено пропорційна ширині обдування конструкції. Звідки була виведена формула критичної швидкості:

$$V_{cr,i} = \frac{n_i d}{S_t}, \quad (1.7.1)$$

де n_i – i -та частота власних коливань, d – середній діаметр споруди, S_t – число Струхаля, яке для перерізів з гострими кромками приймається 0,11. для круглих елементів, тросів, канатів 0.2. Навіть при наявності в системі ступінчастих конструкцій секцій круглих перерізів п число Струхаля рекомендується приймати як для прямокутних перерізів.

Питанням вивчення вихрового збудження ще в 1950-х-1970-х займалися як в колишньому СРСР (ЦНИИСК, ЦАГИ) так і на Заході. Розглядалися коливання переважно циліндричних тіл і окремих типів споруд (димові труби, вежі, щогли) в аеропружному середовищі. В колишньому СРСР результат

досліджень був імплементований в настанові для розрахунку будівель на дію вітру [4]. Зокрема там на основі праць [46...49] були вирішені задачі щодо визначення переміщень і зусиль конічної залізобетонної труби та циліндричних апаратів. Основний упор був зроблений на оцінку впливу максимальних навантажень від вихрового збудження як визначального фактору несучої спроможності конструкції у тому числі розглядався розрахунок на резонанс. Так було виведено, що для конічної залізобетонної димової труби, вихрові збудження, що викликають коливання за другою власною частотою перевищують зусилля від дії фронтального вітру і має відбуватися при критичній швидкості до максимальної, що була вказана як 25м/с. Був представлений розрахунок, побудований на основі розв'язку диференціального рівняння осі споруди як:

$$X_p(z) = \alpha_X(z)P_p \quad (1.7.2)$$

Де $X_p(z)$ – координата переміщень або зусилля, $\alpha_X(z)$ - коефіцієнти розподілу амплітуд переміщень, поперечних сил та згинальних моментів;

$$P_p = 0,518 \frac{\rho d^4 \alpha_2(z_{кр})}{\sqrt{\beta} M_2} \quad (1.7.3)$$

Де ρ - густина повітря, $M_2 = \int_0^H \mu(z) a_2^2(z) dz$ - узагальнена маса,

$\beta = 0,16 \frac{z_{кр}}{d} + t$ коефіцієнт геометричних параметрів труби з ухилом стінок t

Також в п. 6.8 [2] містилася пряма вказівка на необхідність розрахунку баштових споруд на вихрове збудження у випадку, коли власна частота не перевищує граничну з таблицею 8, яка містить прив'язку для вітрових районів за [2]. Таблиця 8 наведена на рис. 1.7.4

Ветровые районы СССР (принимаются по карте 3 обязательного приложения 5)	f_i , Гц, при	
	$\delta=0,3$	$\delta=0,15$
Ia	0,85	2,6
I	0,95	2,9
II	1,1	3,4
III	1,2	3,8
IV	1,4	4,3
V	1,6	5,0
VI	1,7	5,6
VII	1,9	5,9

Рис. 1.7.4 Таблица 8 граничних частот за СНіП [2]

З введенням з 1.01.2007 р національних норм в Україні [3], це положення було відсутнє до введення зміни №2 у 2020р.

Західна школа і практика на, яку в тому числі є посилання в настанові для розрахунку на вітрові навантаження [4], представлена в [8] станом на кінець 1970-х, де містяться посилання на індивідуальні дослідження аналітичні, практичні в аеродинамічних трубах тощо, на вихрове збудження, флатер та інші динамічні ефекти. Як така аналітична спрощена розрахункова методика на той момент була відсутня як власне і пізніше навіть до 2000х років.

Дослідження проводилися в Університеті Західного Онтаріо (UWO) в Канаді під керівництвом вищезгаданого вже професора Алана Давенпорта з 1965р після заснування ним лабораторії аеродинамічних досліджень в аеродинамічній трубі. Також дослідження проводилися на базі Аахенського університету (RWTH) в Німеччині та Університету м. Генуя в Італії. Також проводилися роботи в Японії.

На основі багатьох праць [50...66, 92...105] були розроблені методики розрахунку, що реалізовані в Єврокодi.

Проводяться і сучасні дослідження щодо впливу вихрового збудження на баштові будівлі і тут можна виділити декілька основних напрямків. Одним з напрямків є продовження фундаментальних досліджень, удосконалення, зокрема впливу вихрового збудження на протяжні споруди, що нахилені по відношенню до напрямку вітру [67], врахування не досліджених раніше споруд з іншим

діапазоном геометричних характеристик та числа Рейнольдса [68], вплив вихрового збудження при наявності сусідніх споруд [69]

Другим напрямком є дослідження реалізованих унікальних споруд, наприклад освітлювальної опори висотою 37,9м стадіону у м. Ганновер [70], дослідження 88-метрової вежі Лотос у столиці Шрі-Ланки [71], дослідження телекомунікаційних веж та визначення їх раціональних параметрів [72] в тому числі на витривалість [73, 74]. Особлива увага приділяється дослідженню впливу вихрового збудження на споруди вітроенергетики, де окрім саме вихрового збудження накладається вплив від аеродинаміки та власне динаміки лопатей турбін, що обертаються під дією вітру [75]. І третім напрямком є дослідження пристроїв, що дозволяють обмежити та загасити прояв і вплив вихрового збудження на споруди [76].

В Україні також опубліковані праці щодо теорії і методи розрахунків на дію смерчів Іванченка Г.М. [77, 78]. Розрахунки вітроенергетичних установок на вітер із врахуванням динаміки представлені в працях Гайдачука В.В. [79, 80], розрахунок на вітрові коливання градирні АЕС представлено в праці Солодея І.І., Тимошенка Ю.В. [81]. Моделювання висотних будівель, споруд, елементів конструкцій під дією динамічного навантаження представлені в працях Барабаш М.С. [82, 83], Воропая А.В. [84, 85]. Праця Піскунова С.О., Гуляра О.І [86] присвячена визначенню параметрів 3 точки зору дослідження динамічних характеристик баштових споруд та влаштування демфіруючих пристроїв опубліковані праці Волкової В.Є.[87, 88, 89]. Щодо впровадження на практиці конструкцій щогл та дослідження впливу тріщин в конструкціях баштових споруд слід відзначити праці Гілодо О.Ю. [90, 91]. Питання загального характеру стосовно розвитку і удосконалення методів розрахунку конструкцій представлені в працях Баженова В.А, Оробея В.Ф., Трача В.М. та інших.

Слід розглянути наявні теорії розрахунку споруд на вихрове вітрове збудження Багато в чому аналіз вихрових збуджень у баштових конструкціях базується на експериментальних дослідженнях, однак були створені і аналітичні

методи розрахунку. До таких методів можна віднести спектральний та резонансний методи.

Спектральний метод розрахунку на вихрове збудження, більш відомий як метод Хансена, базується на основі статей, опублікованих Вікері та Кларком [92] які були додатково розширені Вікері та Басу [93, 94, 95], даний метод представлений в Єврокод та національних додатках.

Відповідно до моделі Вікері-Басу, загальний вираз відношення амплітудних коливань y_{max} на вершині консольного стержня до ширини перерізу b для першої власної частоти коливань представлений наступним чином:

$$\frac{y_{max}}{b} = g \frac{[n_1 S_{c1}(n_1)]^{1/2} (\rho b^2 / m_e)}{16\pi^{3/2} \delta^{1/2} S_t^2} f(\phi) \quad (1.7.4)$$

Де – g - максимальний коефіцієнт амплітуди в залежності від резонансної частоти (значення цього параметра коливається в межах 3,5 і 4)

n_1 – власна частота коливань споруди за першою формою власних коливань;

$S_{c1}(n_1)$ - коефіцієнт впливу дії поперечної сили;

ρ – густина повітря;

δ – декремент коливань;

m_e – питома вага конструкції на одиницю довжини;

S_t – число Струхалія;

$f(\phi)$ – функція коливань системи.

У Єврокодi [9] представлено в закритому вигляді для першої форми коливань як спектральний метод розрахунку на збудження:

$$y_{max} = \sigma_y k_{pi} \left(\frac{\sigma_y}{b} \right)^2 = c_1 + \sqrt{c_1^2 + c_2}; \quad (1.7.5)$$

$$c_1 = \frac{a_L^2}{2} \left(1 - \frac{S_c}{4\pi K_a} \right) ; c_2 = \frac{\rho b^2}{m_e} \frac{a_L^2}{K_a} \frac{C_c^2}{S_t^4} \frac{b}{h}$$

Де

k_p – коефіцієнт максимального відхилення;

σ_y - стандартне відхилення положення

S_c – число Скрутона;

C_s – аеродинамічна константа, що залежить від форми поперечного перерізу та для циліндричних перерізів від числа Рейнольдса;

K_a – параметр аеродинамічного затухання;

α_L – нормована гранична амплітуда з низьким затуханням;

h, b – висота і ширина конструкції. Для конструкцій із змінним перерізом ширина приймається по точці максимального відхилення.

В праці [96] виконане порівняння цього методу і вказане, що даний метод дає збільшене значення амплітуд відхилень і як наслідок збільшені значення внутрішніх зусиль, тому він дає значну похибку при розрахунку на витривалість, має невизначеність для багатьох задач в тому числі з нелінійним розрахунком тощо.

Другим методом розрахунку є резонансний метод. Резонансний метод базується на працях Скрутона, Руммана, Рушевича [97..105]. Він заснований на припущенні, що явище зриву вихорів створює синусоїдальні сили інерції, що викликають гармонійні коливання, перпендикулярні до напрямку вітру. На відміну від спектрального методу він носить чітко визначений характер і базується на механічних розрахунках.

Розрахункова модель цього методу базується на інтегральній залежності поперечної сили від функції коливань системи:

$$Q(t) = \int_0^h F(z, t) \phi_{i,y}(z) dz, \quad (1.7.6)$$

Де z - координата по висоті споруди;

$F(z, t)$ - вітрове навантаження в перерізі на висоті Z із зміною часу t від вихрового збудження, що визначається за формулою:

$$F(z, t) = q(z) b(z) c_F(z) \sin(2\pi n \cdot t + \gamma(z)\pi), \quad (1.7.7)$$

Де:

$q(z)$ - тиск вітру;

$b(z)$ - функція зміни ширини поперечного перерізу по висоті;

$C_F(z)$ - безрозмірний коефіцієнт форми, що описує амплітуду навантаження;

n – власна частота коливань, за якою відбуваються коливання вихрового збудження;

$\gamma(z)$ - коефіцієнт, що враховує напрямок дії сили по відношенню до форми коливань.

Встановлено, що ці сили діють на певній частині споруди, що називається довжиною кореляції і носять випадковий флуктаційний характер. Коефіцієнт просторової кореляції для двох критичних точок, що визначають початкову і кінцеву точки:

$$R_{12} = \frac{\overline{f'_1(t)f'_2(t)}}{\overline{f'^2}} \quad (1.7.8)$$

Де $f'_1(t)$ та $f'_2(t)$ – флуктаційні сили на початку і в кінці ділянки циліндричного тіла. Вважається, що середня квадратична сила є постійною по довжині перерізу та $\overline{f'^2_1} = \overline{f'^2_2} = \overline{f'^2}$. Для циліндричного перерізу шириною b , якщо відстань між двома критичними точками зменшується, $R_{12}(\overline{r})$, де ($\overline{r} = r/b$) наближається до 1. У даному виразі $\overline{r}$ відстань між двома точками вимірювання як функція діаметра b . Коли визначені критичні точки розходяться, то значення $R_{12}(\overline{r})$ наближається до нуля. Наступний вираз:

$$\overline{L} = \int_0^{+\infty} R_{12}(\overline{r}) d\overline{r} \quad (1.7.9)$$

Де $\overline{L} = L/b$ визначає довжину де відбуваються випадкова дія короткочасних турбулентних вихрових зусиль. Таким чином, дія вихрових сил обмежена «кореляційними довжинами» L які визначаються на основі вимірювань і функція $R_{12}(\overline{r})$ здебільшого приймається у формі експоненти. Просторова кореляція дії сил вихрового збудження на циліндричний стержень показана на рис.1.7.4.

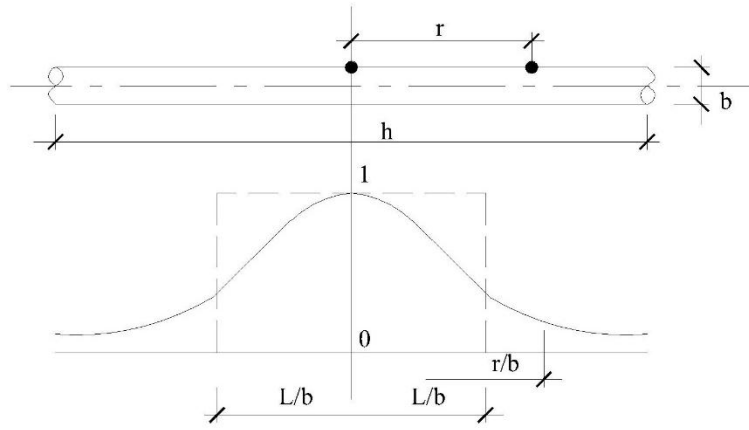


Рис. 1.7.4. Просторова кореляція дії сил вихрового збудження

Співвідношення амплітудного відхилення кінця консольного стержня до ширини описується виразом:

$$\frac{y_{max}}{b} = \phi_{i,y}(z)_{max} \frac{\int_0^h \frac{q(z)}{q_{ref,b}} \frac{b(z)}{b} C_F(z) \phi_{i,y}(z) dz}{4\pi \int_0^h \phi_{i,y}^2(z) dz} \frac{1}{Sc} \frac{1}{St^2} \quad (1.7.10)$$

Де:

$\phi_{i,y}(z)_{max}$ -максимальна амплітуда коливань;

$q_{ref,b}$ - вітровий тиск на ділянці, де утворюється зрив вихорів.

Після всіх підстановок, застосування даних емпіричних досліджень в Єврокод вираз () представлений у наступному вигляді:

$$\frac{y_{F,max}}{b} = \frac{1}{St^2} \cdot \frac{1}{Sc} \cdot K \cdot K_w \cdot C_{lat} \quad (1.7.11)$$

Де

$y_{F,max}$ - амплітуда коливань

S_t - число Струхаля;

S_c - число Скрутона, яке визначає сприйнятливість конструкції до коливань в аеродинамічному середовищі і визначається як:

$$S_c = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_{ie}}{\rho \cdot b^2} \quad (1.7.12)$$

де δ_s - логарифмічний декремент затухань, ρ - густина повітря, m_{ie} - приведена еквівалентна маса на одиницю довжини споруди.

b - ширина споруди у площині, перпендикулярній дії вітру;

K - коефіцієнт форми коливань;

K_w - коефіцієнт кореляції;

C_{lat} - коефіцієнт дії поперечної сили.

Всі означені коефіцієнти наведені в таблицях та додатках у Єврокод для різних типів споруд.

Зусилля на конструкцію від дії інерційних мас за Єврокод визначаються наступним чином:

$$F_w(s) = m(s) \cdot (2 \cdot \pi \cdot n_{i,y})^2 \cdot \Phi_{i,y}(s) \cdot y_{F,max} \quad (1.7.13)$$

Де:

$m(s)$ - розподілена маса конструкції;

$n_{i,y}$ - власна частота коливань;

$\Phi_{i,y}(S)$ - функція форми коливань;

$y_{F,max}$ - амплітуда коливань

Всі величини визначаються за спрощеними інженерними методиками, визначеними для консольних баштових споруд. Величини декременту коливань для сталевих конструкцій, число Струхала для різних типів перерізів абсолютно ідентичні.

Функція форми коливань визначається для консольних стержнів за першою формою власних коливань (нижче буде показано, що перша форма коливань спрацьовує під час вихрових зривів при помірному і вище вітрах за шкалою Бофорта) як:

$$\phi_1(Z) = \left(\frac{z}{h}\right)^\zeta, \text{ де } z - \text{координата, } h - \text{висота споруди, } \zeta = 2 - \text{приймається}$$

для баштових споруд

Також в Єврокод наведені схеми для розрахунку з указаними зонами прикладання навантаження, див. рис.1.7.5.

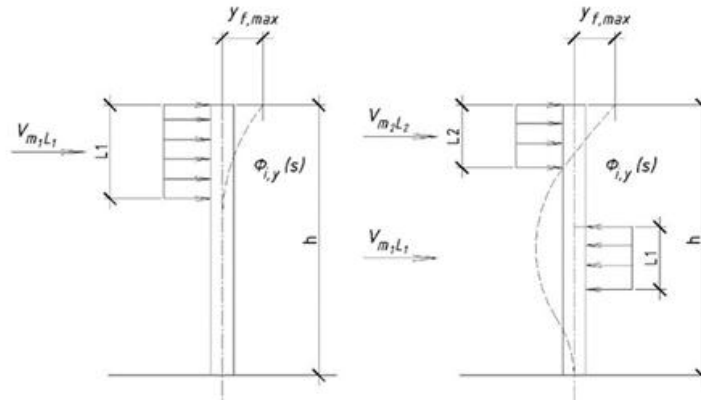


Рис.1.7.5 Прикладання навантажень при 1 і 2 другій формах коливань баштових споруд

Слід зазначити, що розрахункові моделі для другої форми власних коливань, координати зон прикладання навантаження, або кореляційних зон, не вказані однозначно і потребують досліджень, я тому числі і експериментальних.

Рекомендації щодо врахування вихрового збудження за національними нормами України з'явилися у зміні 2 до [3] та загалом повторюють положення Єврокод. Головною відмінністю є те, що в ДБН вітрове навантаження на конструкції приймається та розраховується на основі характеристичного вітрового тиску, а не від максимальної швидкості вітру, як це прийнято в Єврокод, тому умова вихрового збудження представлена як:

$$V_{cr,i} < V_{\max(z_e)} \quad (1.7.14)$$

де максимальна розрахункова швидкість визначається як:

$$V_{\max(z_e)} = 1,28 \sqrt{C_{h(z_e)}} W_0 \quad (1.7.15)$$

Де $C_{h(z_e)}$ – висотний коефіцієнт вітрового тиску, W_0 – характеристичний вітровий тиск.

Навантаження від вихрового збудження за i -тою частотою власних коливань, які спричинені впливом інерційних мас, за ДБН визначаються за наступною формулою:

$$F_i(Z) = 0,75 \pi V_{cr,i}^2 C_{e,cr} \phi_i(Z) d / \delta \quad (1.7.16)$$

Де d – розмір споруди або конструктивного елемента у напрямку, перпендикулярному до швидкості вітру, м;

$C_{e,cr}$ – аеродинамічний коефіцієнт, для круглих поперечних перерізів приймається $C_{e,cr} = 0,3$, для прямокутних при $b/d > 0,5$ $C_{e,cr} = 1,1$ при $V_{cr,i}/V_{\max(z_e)} < 0,8$; $C_{e,cr} = 0,6$ при $V_{cr,i}/V_{\max(z_e)} \geq 0,8$, де b -розмір споруди у напрямку швидкості вітру

δ - логарифмічний декремент коливань, що дорівнює 0,005 для сталевих конструкцій

z – координата, що змінюється вздовж споруди:

$\varphi_i(z)$ - функція i -тої форми власних коливань в площині, нормальній до напрямку дії вітру.

Фактично в ДБН наведені методики Єврокод, але не в повному вигляді, що не дозволяють їх використовувати на практиці. Також в зміні 2 до [3] в пункті К.5 додатку К наводиться вимога виконувати розрахунок на одночасну дію фронтального вітру та вихрового збудження. При чому навантаження від фронтального вітру слід приймати за формулою:

$$W_{m,cr,i} = [V_{cr,i}/V_{\max}]^2 W_m \quad (1.7.17)$$

В такому випадку вітровий фронтальний тиск відповідає критичній швидкості вихрового збудження, яка, як буде показано нижче, може бути значно нижчою за максимальну розрахункову для місцевості розташування споруди. При цьому з точки зору фізичної природи вихрового збудження, дане явище неодмінно виникає і при дії максимального вітру, в той час як за формулою (1.7.17) дана розрахункова ситуація не може бути врахована.

1.8 Висновки до розділу

Після проведення огляду існуючих джерел, нормативної бази та аналізу вітрових навантажень можна зробити наступні висновки:

1. При порівнянні різних розрахункових нормативних баз старих норм 1985р (СНіП), Єврокод і ДБН виявлено, що вони побудовані на ідентичній теоретичній базі. Відмінності полягають різних моделях описів – зокрема застосуванні різних апроксимацій щодо районування місцевостей по наявних перешкодах та застосуванні ступеневого або

логарифмічного опису зміни дії вітру по висоті, підходу до аеродинамічних характеристик тощо.

2. Якщо в старих нормах 1985р та ДБН для визначення вітрового навантаження застосовуються карти нормативного/характеристичного вітрового тиску, то Єврокод опирається на карти, побудовані на основі максимальної усередненої швидкості вітрового потоку, без врахування пульсаційних поривів в складі спектру Ван дер Ховена. З точки зору оцінки конструкцій вихрове збудження та на циклову втому краще орієнтуватися на розрахунки, виконані на підставі розподілу швидкостей.
3. У всіх трьох нормативних базах динамічна дія пульсаційної складової вітру приймається як квазистатична. У старих нормах 1985 р та Єврокод наведені розрахункові моделі квазистатичного розрахунку баштових конструкцій із розрахунком коефіцієнтів динамічності в залежності від першої власної частоти коливань та логарифмічного декремнту затухань який залежить від матеріалу споруди та її геометричних параметрів. На відміну від старих норм 1985р і Єврокод в ДБН наведені спрощені методики розрахунку на дію пульсаційної складової та фактична залежність коефіцієнту динамічності від динамічних характеристик споруди не простежується і згідно схем графіків п. 9.13 визначення коефіцієнту динамічності не можливе. Це унеможливорює точний розрахунок баштових споруд за ДБН для споруд з шириною 0.3..1.5м і вище 10 – 12 м.
4. Був проведений огляд і аналіз феномену явища вихрового збудження для баштових конструкцій, який показав, що дане явище є окремим динамічним проявом коливань конструкцій в площині, перпендикулярній до дії вітру, яке викликає зусилля в конструкції в площині, перпендикулярній до дії вітру. Таким чином необхідно враховувати одночасно і зусилля від фронтальної дії вітру на споруду і зусилля від прояву вихрового збудження. В свою чергу питання

вихрового збудження для циліндричних баштових конструкцій розгадалось раніше в науково методичній літературі, та нормах, що діяли в Україні до 2007, де основний упор був на перевірку конструкцій на резонансне вихрове збудження, яке, як було показано в [4], відповідає другій власній частоті коливань для залізобетонної труби змінного перерізу. Було показано, що внутрішні зусилля від вихрового збудження за другою власною частотою можуть бути вищими за зусилля від фронтального вітру. В цей же час закономірності впливу циклічних коливань від вихрового збудження за першою власною частотою, що не дають резонансних зусиль в системах, однак можуть призвести до розвитку явищ, пов'язаних із накопиченням втоми, не розглядалися взагалі.

5. Методики розрахунку на вихрове збудження розроблялися на основі експериментальних досліджень і реалізовані зокрема в Єврокодi. До основних методів належать спектральний та резонансний метод. Перший метод вважається наближенням і дає відносно завищені результати щодо амплітуд і зусиль та представлений для коливань за першою власною формою коливань. Другий метод побудований на механічній моделі дії флокаційних сил в зонах кореляції. Він вважається точнішим і розвинений для більш широкого застосування особливо для баштових споруд із суцільностінчастим поперечним перерізом.
6. В новітній нормативній літературі і проектній практиці в Україні рекомендації щодо врахування вихрового збудження вперше з'явилися у 2020р із введенням в дію зміни 2 до [3] навантаження і впливи додаток К. Загалом в рекомендаціях містяться положення, близькі до Єврокод, однак відсутність детальних роз'яснень, прикладних формул, методик, схем, таблиць значень введених коефіцієнтів не дає змогу це використовувати на практиці. А норма п. 5К, де вказується визначення вітрового фронтального тиску, що

фактично відповідає мінімальній критичній швидкості вітру, при якій відбувається вихрове збудження, фактично призводить до неврахування ситуації, коли на споруду діє максимальний розрахунковий вітер. Оскільки вихрове збудження відбувається при будь-якому вітрі, швидкість якого перевищує критичну, то це явище неодмінно відбуватиметься і при дії максимального розрахункового фронтального вітру.

РОЗДІЛ 2. Баштові споруди. Споруди, що є предметом дослідження в дисертації

2.1 Класифікація баштових споруд за конструктивними і аеродинамічними властивостями

До баштових споруд відносяться консольні споруди, стійкість яких забезпечується защемленням у фундаменті. Такі споруди мають різне призначення – розташування телекомунікаційного обладнання, оглядові вежі, витяжні і димові труби, флагштоки, блискавкозахист, водонапірні вежі, освітлювальні опори, рекламні стели і пілони а також монументальні споруди. Висота споруд може бути від 8..10 м до понад 300м.

У конструктивному відношенні баштові споруди можуть мати решітчасту структуру і являти собою просторові вертикальні ферми з різною формою поперечного перерізу в плані із змінною або постійною жорсткістю по висоті (див. рис. 2.1.1) , або мати мати суцільний переріз. Технологічне обладнання хімічної промисловості, апарати колонного типу також слід розглядати як баштові споруди суцільного перерізу. Окремим видом конструкцій можна відзначити споруди, які мають решітчастий метало каркас та суцільну зовнішню оболонку. До таких споруд як правило слід відносити унікальні монументальні споруди.

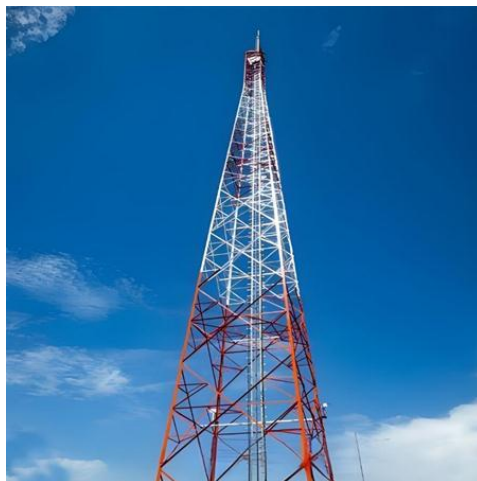


Рис.2.1.1 Решітчаста баштова споруда

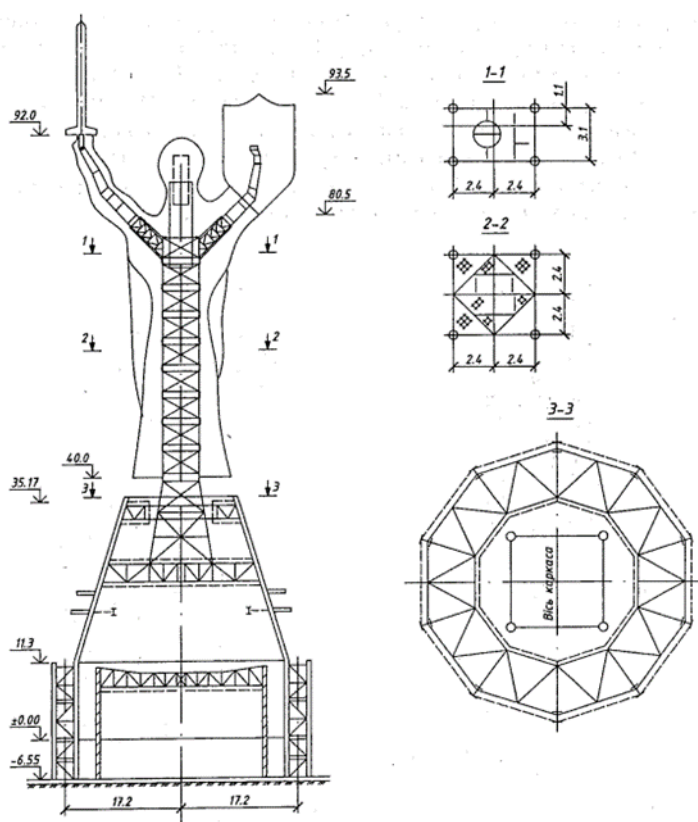


Рис.2.1.2. Схема скульптури «Батьківщина Мати», Київ 1981 р.

Прояв вихрового вітрового збудження за своєю природою в тій чи іншій мірі властивий всім баштовим спорудам, як з суцільним перерізом, так і решітчастим. Єврокод [9] надає дві методики розрахунку на вихрове збудження – для конструкцій із суцільним перерізом та конструкцій із решітчастим перерізом, або таким що складається із сукупності стержнів.

Всі теоретичні засади, розглянуті в попередній главі дисертації розглянута методика розрахунку споруд на вплив вихрового збудження саме для

споруд із суцільним перерізом. Решітчасті споруди, що мають зовнішню суцільну оболонку, при зборі навантаження та розрахунку за своїми аеродинамічними характеристиками слід розглядати як суцільностінчасті. З огляду на аеродинамічні параметри очевидний висновок, що для суцільностінчастих споруд вплив вихрового збудження на напружено-деформований стан матиме значно більший вплив.

В даній дисертації буде розглядатися вплив вихрового збудження на напружено-деформований стан саме суцільностінчастих споруд.

2.2 Об'єкт досліджень. Баштові споруди, що розглядаються в даній дисертації.

Сталеві баштові споруди із суцільним перерізом є об'єктом досліджень в даній дисертації. Такі споруди широко застосовуються на практиці і представлені в сучасній інфраструктурі у вигляді витяжних труб, електроосвітлювальних опор, опор блискавкозахисту, рекламних стел, пілонів і флагштоків тощо. Враховуючи особливості національних норм і усталеної інженерної практики, більшість подібних споруд, що знаходяться в експлуатації, не були розраховані на вихрове збудження.

Як було показано в попередній главі дисертації – вплив вихрового збудження і динамічної дії вітру залежить від висоти споруди, власних частот коливань, матеріалу (декремент затухань), маси та жорсткості. Змодельовати ці всі параметри та встановити залежності між ними з метою проведення оцінки впливу вихрового збудження на різні конструкції із певними змінними параметрами не є можливим, оскільки багато параметрів не мають залежностей і є випадковими, особливо якщо споруди мають точкові маси та неоднорідні аеродинамічні властивості. Тому оцінка дослідження проводилася на реальних баштових спорудах різної висоти і жорсткості, які запроєктовані відповідно до чинних норм і правил із забезпеченням їх жорсткості та міцності елементів конструкцій і деталей та реалізовані на практиці. У той час як встановлення

математичних залежностей для проектування для певної вузької групи споруд за призначенням і типовою формою не було задачею дослідження.

У якості об'єктів для дослідження впливу динамічної дії вітру та вихрового збудження з врахуванням витривалості конструкцій, вузлів і деталей розглядалися флагштоки та рекламні пілони з фірмовим знаком, зокрема компанії «Макдональдз Юкрейн».

Фірмові знаки компанії «Макдональдз Юкрейн», що впроваджені в Україні на основі місцевої виробничої бази та наявного металевого прокату на ринку, виконані з прокатних металевих труб із підсиленням швелерами, квадратного складеного перерізу та мають висоту разом з фірмовим знаком від 12 до 22 м. Фірмовий знак має площу від 5 до 12 м.кв та вагу 0,5-2,8Т, що розглядається в розрахунковій схемі як зосереджена маса. Пілони при висоті понад 12 м складаються з двох монтажних одиниць, що об'єднуються на фланцях на високоміцних болтах.

Всі рекламні конструкції були розраховані на динамічний вплив вітру у площині дії вітру засобами програмного комплексу “SCAD” із реалізованим алгоритмом модального аналізу для визначення старших періодів коливань а також із врахуванням пульсаційної складової вітру. Конструктивні рішення рекламних конструкцій представлені на рис 2.2.1, 2.2.2, 2.2.3

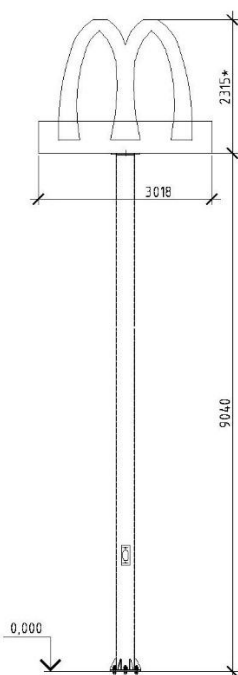
	Пілон одноступеневий, висота 11.355м разом з фірмовим знаком. Поперечний переріз конструкції – труба 326х6 Вага фірмового знаку (зосереджена маса на кінці консолі) – 0.5 Т Тривалість першого старшого періоду власних коливань: $T_1 = 0,83с$ Об'єкти реалізовані у місті Київ з 2019р після обмеження висоти рекламних конструкцій до 12 м рішенням КМДА. Розрахункові зусилля в основі при розрахунку на основну дію вітру (власна вага+статична складова вітру +пульсаційна складова вітру): $M = 40,9кНм$ $N = -14.5кН$ $Q = 5.1кН$
---	---

Рис.2.2.1 Рекламна конструкція загальною висотою 11.355 з описом розрахункових характеристик

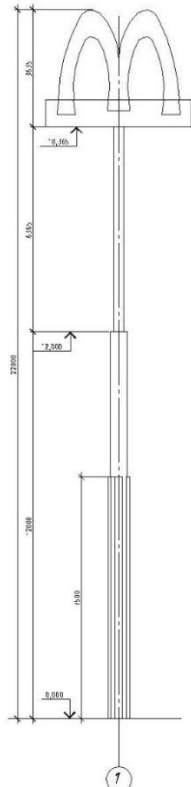
	Пілон двоступеневий за монтажною схемою, висота 22 м разом з фірмовим знаком. Поперечний переріз змінний, виділяються три ступені за жорсткістю: Нижня – труба 530х8, підсилена чотирма швелерами 24 Середня – труба 530х8 Верхня – труба 325х6 Вага фірмового знаку (зосереджена маса на кінці консолі) – 1 Т Тривалість трьох старших періодів власних коливань: $T_1 = 0,884c$ $T_2 = 0,156c$ $T_3 = 0,0489c$ Об'єкт реалізований у м. Олександрія Кіровоградської області. Розрахункові зусилля в основі при розрахунку на основну дію вітру (власна вага+статична складова вітру +пульсаційна складова вітру): $M = 227,7\text{кНм}$ $N = -30.6\text{кН}$ $Q = 14.3\text{кН}$
---	---

Рис.2.2.2 Рекламна конструкція загальною висотою 22.0 м з описом розрахункових характеристик

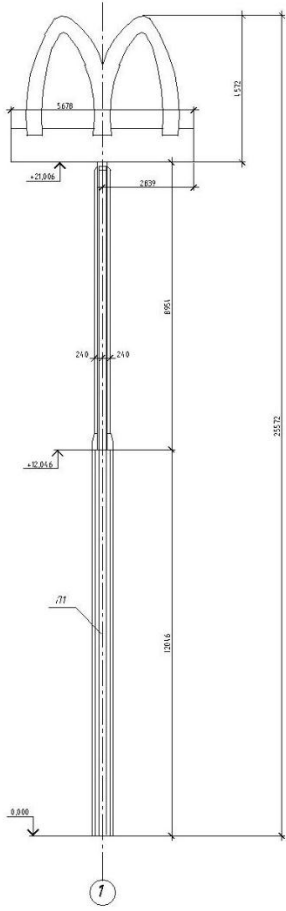
	Пілон двоступеневий за монтажною схемою, висота 25,575 м разом з фірмовим знаком. Поперечний переріз змінний, виділяються дві ступені за жорсткістю: Нижня – труба 530x8, підсилена чотирма швелерами 24 Верхня – складена система з прокатних швелерів 30 (основне прямокутне ядро на планках) з підсиленням чотирма швелерами 20. Вага фірмового знаку (зосереджена маса на кінці консолі) – 1 Т Тривалість трьох старших періодів власних коливань: $T_1 = 1,02551c$ $T_2 = 0,1853c$ $T_3 = 0,0602c$ Об'єкт реалізований у м. Київ Розрахункові зусилля в основі при розрахунку на основну дію вітру (власна вага+статична складова вітру +пульсаційна складова вітру): $M = 402,6кНм$ $N = -48.35кН$ $Q = 22.7кН$
--	---

Рис.2.2.3 Рекламна конструкція загальною висотою 25.572 м з описом розрахункових характеристик

Для даних споруд, як власне і для всіх баштових споруд характері три форми власних коливань, які наведені на рис. 2.2.4

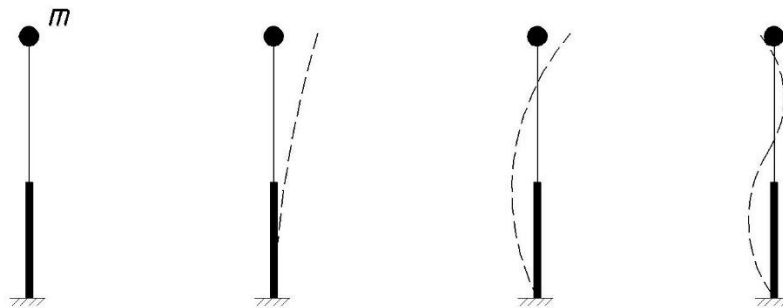


Рис. 2.2.4 Розрахункова схема пілонів та перші три форми власних коливань

Другим видом конструкцій, які розглядаються в даній роботі, є флагштоки, які масово влаштовуються у різних містах України. На рис.2.2.5 зображено флагшток, відкритий у м. Києві висотою 89.2 м



Рис. 2.2.5 Флагшток висотою 89,2 м у Києві під прапор розмірами 16х24м, встановлений до 22 серпня 2020 р

Зазвичай конструкції флагштоків являють собою системи із змінним по висоті тонкостінним багатогранним перерізом. На відміну від рекламних пілонів з фірмовим знаком, вони не мають зосередженої маси на кінчику консолі, а вага прапора порівняно мала відносно власної ваги конструкції.

В даній роботі буде розглядатися конструкція флагштоку висотою 48.5 м, збудованого у 1964р на території Палацу дітей та юнацтва у складі композиції фонтану «Зорі та сузір'я». Цей флагшток після 54 років експлуатації у 2018 р був капітально відремонтований. Флагшток зображений на рис. 2.2.6.



Рис.2.2.6 Флагшток висотою 48 м в композиції фонтану «Зорі і сузір'я» в комплексі палацу юнацтва і молоді в м. Києві, 1964 р.

У конструктивному відношенні флагшток виконаний зі складеним перерізом у вигляді трьох складених таврів, розташованих з кроком 120 градусів із змінним по висоті перерізом. Зовнішнє облицювання виконане з алюмінієвих фасадних панелей. Конструктивна схема флагштоку представлена на рис. 2.2.7

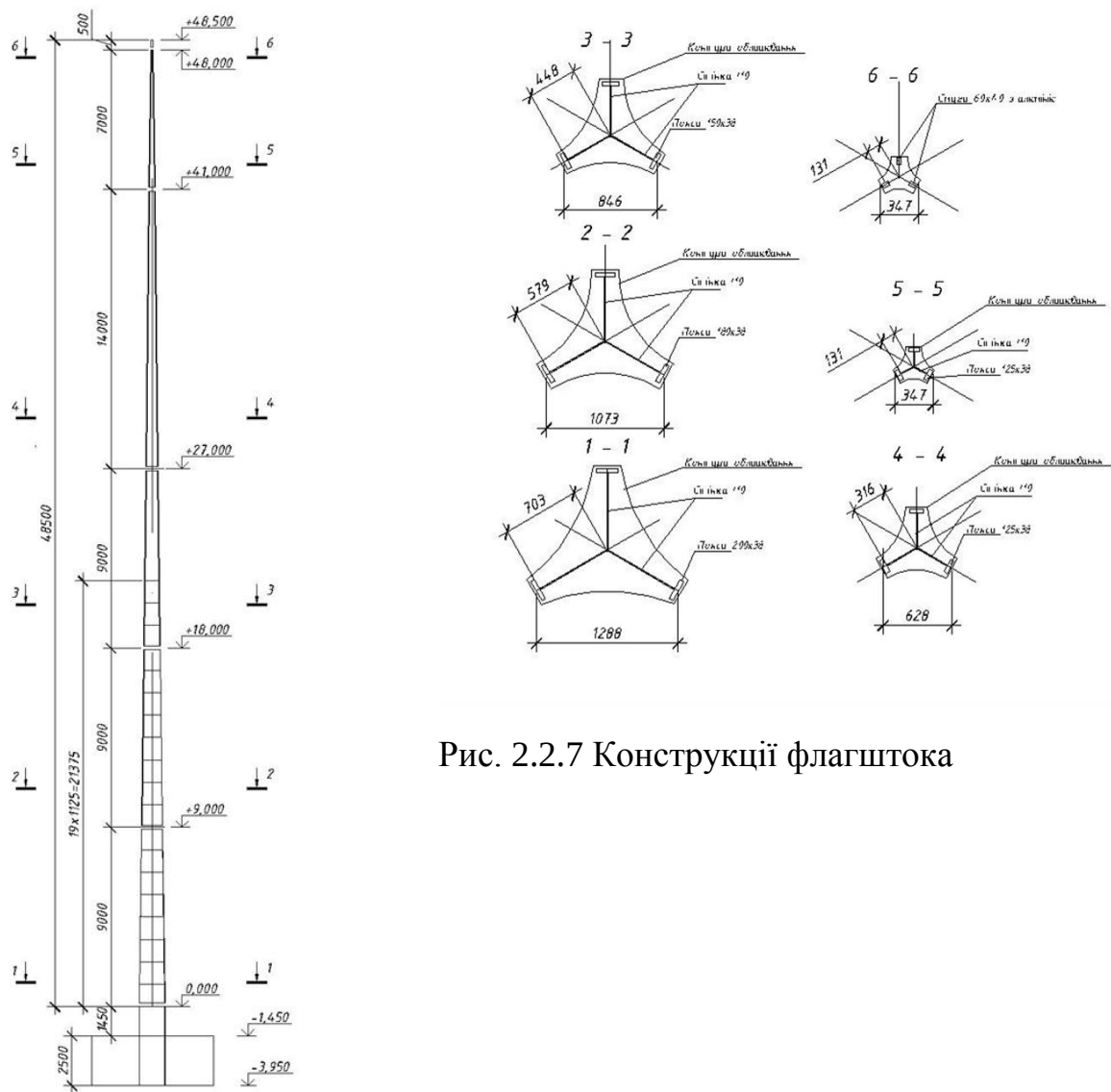


Рис. 2.2.7 Конструкції флагштока

Флагшток був порахований у програмному комплексі “SCAD” на дію вітрових навантажень із прапором 6х3 м. Власні частоти коливань, отримані в результаті модального аналізу:

$$T_1 = 1,4710c$$

$$T_2 = 0,4764c$$

$$T_3 = 0,2592c$$

Схеми власних форм коливань аналогічні рекламним пілонам, тільки в розрахунковій схемі відсутня зосереджена маса.

В даній дисертаційній роботі будемо виконувати аналіз 48,5 м флагштока та пілонів висотою 11,355 м, 22 м та 25,7 м.

2.3 Висновки до розділу

До розділу 2 стосовно класифікації та особливостей баштових споруд можна зробити наступні висновки:

1. Серед всіх видів сталевих баштових споруд за їх аеродинамічними властивостями щодо впливу фронтального вітру із вихровим збудженням можна виділити дві окремі групи – решітчасті конструкції та суцільностінчасті. З огляду на особливості феномену зриву вихорів і розвитку коливань у напрямку, поперечному до дії вітру, більший вплив дане явище матиме на конструкції із суцільним перерізом. Окремо за феноменом впливу вітру слід віднести решітчасті конструкції, вкриті суцільною оболонкою, до яких як правило відносяться унікальні монументальні споруди. Збір навантаження і розрахунок на вихрове вітрове збудження таких споруд або окремих їх деталей;
2. Згідно імplementованого в Україні Єврокод [9] для розрахунку на вихрове збудження застосовуються дві методики – для суцільностінчатих конструкцій та решітчастих. Якщо перша частково в загальній формі відображена в Зміні 2 до ДБН [3], то про другу навіть відсутні згадки і це потребує подальшого дослідження і впровадження. В даній дисертації розглядаються суцільностінчасті баштові споруди і вплив на них вихрового збудження;
3. Вплив фронтального вітру та вихрового збудження залежить від геометричних, жорсткісних та динамічних характеристик. Між даними параметрами нема однозначної залежності, а деякі параметри можуть

носити випадковий характер і залежать від функціонального обладнання, архітектурних і технологічних вимог (зосереджені маси, аеродинамічні параметри, габарити, дискретність сортаменту тощо). Тому всі дослідження проведені на реальних конструкціях із різною висотою, що запроектовані згідно чинних будівельних норм і правил, реалізовані, відомі їх жорсткості, зосереджені та розподілені маси і частотні характеристики. При цьому взаємозалежності між параметрами не вивчалися і не визначалися.

РОЗДІЛ 3. Визначення критичних швидкостей для дослідних конструкцій, та середньорічної кількості коливальних циклів

3.1 Розрахунок критичних швидкостей та визначення можливих форм власних коливань при дії вітрового тиску

Для дослідження конструкцій на вплив вихрового збудження будемо використовувати резонансний метод Єврокод, як імплементований в Україні.

Виконуємо розрахунок критичної швидкості вітру, при якому відбувається вихрове збудження для означених в главі 1 дослідних конструкцій. Таким чином розраховуємо критичну швидкість вітру для 11,355 м, 22, 25,7 м рекламних пілонів McDonalds в Києві та для 48 м флагштоку в м. Києві .

Розрахунок критичної швидкості для 12 м пілону McDonalds вносимо до таблиці. 3.1.1 Критична швидкість вітру становить 3,42 м/с.

Табл 3.1.1 Критична швидкість для першої власної частоти коливання пілону висотою 11,355 м

Період власних коливань, с	Частота коливань, Гц	Діаметр	Критична швидкість м/с	Форма коливань
0,83	1,2	0,325	3,54	1 форма

Для рекламного пілону McDonalds висотою 22 м розрахунки критичної швидкості вносимо до таблиці 3.1.2, де враховуємо першу, другу і третю частоту

коливань. Перша частота коливань дає критичну швидкість вітру 5,14 м/с, то за другою і тим більш за третьою формою коливань вихрові збудження фактично є нереальними.

Таблиця 3.1.2. Критичні швидкості для перших трьох власних частот коливання пілону висотою 22,0 м

Період власних коливань, с	Частота коливань, Гц	Діаметр	Критична швидкість м/с	Форма коливань
0,884	1,13	0,53	5,44	1 форма
0,156	6,4	0,53	30,8	-
0,0489	20,449	0,53	98.5	-

Для рекламного пілону McDonalds висотою 25,7 м розрахунки критичної швидкості вносимо до таблиці 3.1.3, де враховуємо першу, другу і третю частоту коливань. Перша частота коливань дає критичну швидкість вітру 5,82 м/с, то за другою і тим більш за третьою формою коливань вихрові збудження фактично є нереальними.

Таблиця 3.1.3. Критичні швидкості для перших трьох власних частот коливання пілону висотою 25,575 м

Період власних коливань, с	Частота коливань, Гц	Діаметр	Критична швидкість м/с	Форма коливань
1,02551	0,9751	0,657	5,82	1 форма
0,1853	5,39	0,657	32	-
0,0602	16,61	0,657	99.2	-

Для флагштока висотою 48.5 м вносимо розрахунки критичної швидкості вітру до таблиці 3.1.4. Перша частота коливань дає критичну швидкість вітру 5,54 м/с, а друга частота дає критичну швидкість вітру 17,1 м/с. Таким в кліматичних умовах Києва можливі прояви коливань за першою і другою формою.

Таблиця 3.1.4. Критичні швидкості для перших трьох власних частот коливання флагштоку висотою 48,5 м

Період власних коливань, с	Частота коливань, Гц	Ширина споруди	Критична швидкість м/с	Форма коливань
1,472	0,679	0,9	5,54	1 форма
0,478	2,09	0,9	17,1	2 форма
0,269	3,71	0,9	30,5	-

З наведених розрахунків видно, що вихрові збудження за першою власною формою і частотою коливань відбуваються при слабкому (3 бали за шкалою Бофорта) та помірному вітрі (4 бали для шкалою Бофорта). Отже для 12 м пілона критична швидкість складає 3,54 м/с, для 22 м пілона 5,82 м/с, для 25.7 м пілона 5.82 м/с, для 48 м флагштоку 5,54 м/с. І це явище не залежить від вітрового району, як власне і місцевості. Залежить тільки від частотних характеристик та геометричних параметрів систем.

3.2 Визначення кількості коливальних циклів від вихрового збудження с досліджуваних спорудах за рік

Якщо існують методики розрахунку на коливання конструкцій при дії вихрових збуджень, то постає питання кількісної оцінки – яка тривалість цього явища протягом року, протягом всього життєвого циклу конструкції – яка кількість знакозмінних циклів навантажень відбувається.

Так в якості основного інструмента у спільноти інженерів-проектувальників є карти ДБН із зонуванням за максимальним вітровим тиском, але це необхідно для визначення максимальних навантажень. Середні значення вітрових навантажень наведені в [106] Також Інститутом відновлюваної енергетики НАН України був у 2020р виданий атлас енергетичного потенціалу відновлюваних джерел енергії України [107] із картами щодо середніх швидкостей вітру по території України. Карта середніх швидкостей вітру наведена на рис. 3.2.1

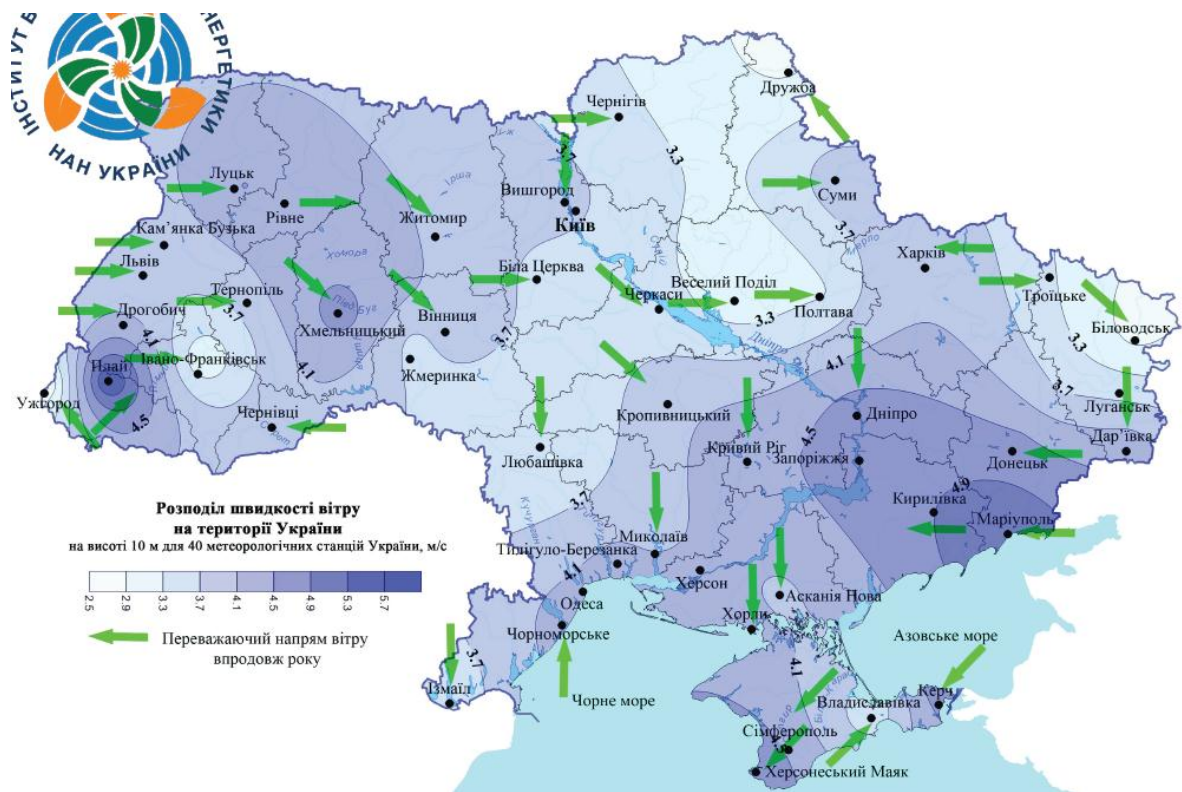


Рис. 3.2.1 Карта середніх швидкостей вітру по регіонах [107].

Отже середні швидкості вітру без пульсаційних поривів приймають значення від 2,5 до 5,7 м/с. Показник середньої швидкості, а також розподіл по швидкостях із кількісним розподілом спеціально не виконувався в наявних в широкому доступі роботах з дослідження кліматичних умов та їх змін, що проводяться профільними дослідженнями з географії, кліматології і метеорології. Досліджені загалом тенденції змін відповідно до загальних кліматичних змін, напрямків вітрів, вітроенергетичного потенціалу.

Для спроби первинно і якісно оцінити кількісний розподіл вітру по швидкостях і дії в часі був використаний сайт [108], в якому міститься повний архів погоди із заміряними в режимі реального часу середніми швидкостями вітру, вказаними для проміжків часу кожні 30 хв з 2011 по теперішній час.

За цим сайтом був проведений аналіз дії вітрів з швидкостями, вищими за критичну для дослідних конструкцій, приймаючи певний ступінь апроксимації, оскільки швидкість вітру вказана цілим числом 3, 4, 5, 6, 7 м/с тощо, то для пілона 12 м з критичною швидкістю вихрового збудження 3,54 м/с фіксувалася дія вітру від 4 м/с, а для конструкцій з критичною швидкістю вихрового збудження 5,54

та 5,8м/с враховувалася швидкість вітру 6 м/с і вище. Дослідження було проведено для м. Київ. Вибірки по місяцях і днях 2011 р представлені в таблицях додатку 1 таблицях Д.1.1...Д.1.12. Саме 2011 рік був розглянутий як випадковий для первинної якісної оцінки дії вітрів, щоб встановити орієнтовну кількість коливальних циклів для конструкцій.

Щодо максимального середнього вітру в Києві. Згідно інформації від прес-служби Центральної геофізичної обсерваторії імені Бориса Срезневського у м Києві було повідомлено засобах масової інформації, що 28.10.2023 був зафіксований порив вітру 20м/с, в останнє подібний фіксувався у 1969р.

В свою чергу була введена в дію зміна 1 до ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010 яка надала карти районування України за максимальною усередненою швидкістю, див рис. 3.2.2

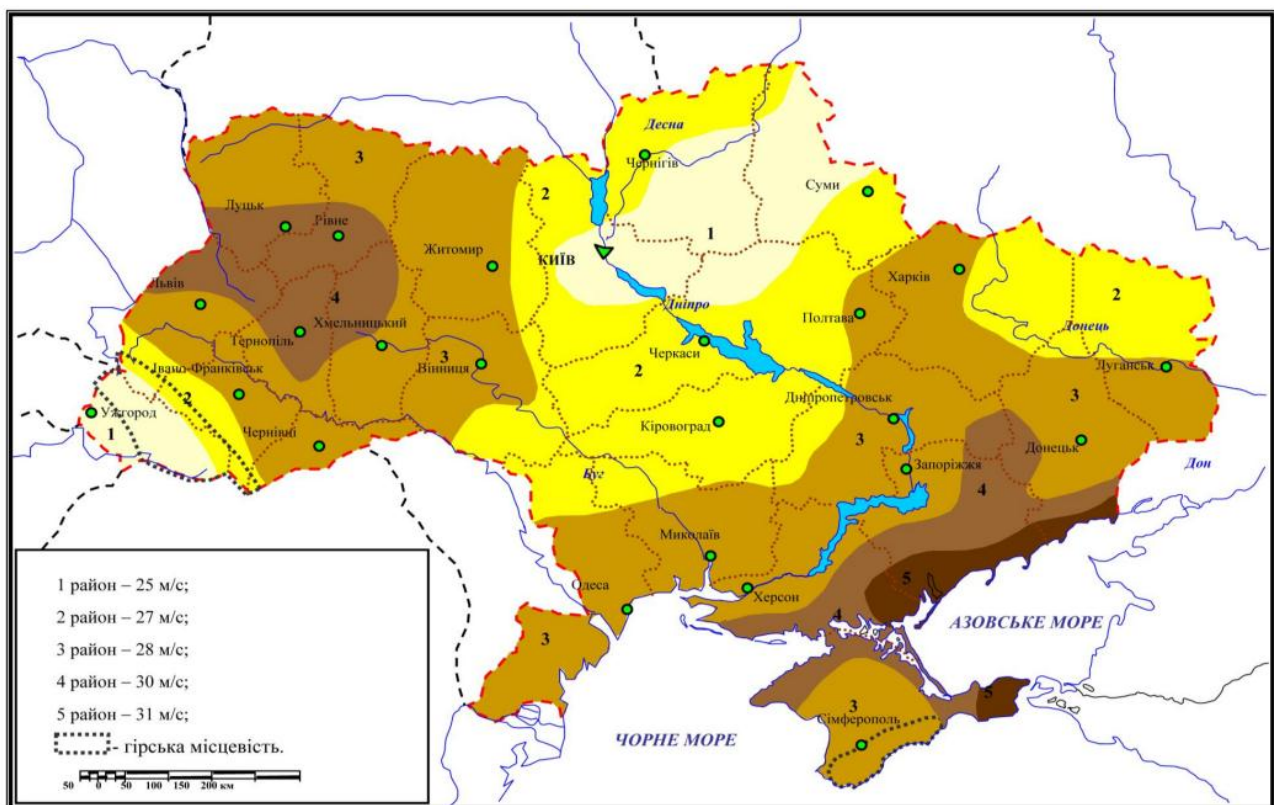


Рис. 3.2.2 Карта максимальних усереднених швидкостей вітру по регіонах.

Таким чином для Києва апроксимовано по максимальній заміряній швидкості для вітрового району встановлена максимальна усереднена швидкість за 25 м/с

Всього дані за статистикою дії вітрів за 2011 р зведено до таблиці 3.2.1

Таблиця 3.2.1 Тривалість дії вітрів з надкритичною швидкістю за 2011р

Місяць	Тривалість дії вітрів з швидкістю, вищою за 4м/с, с	Тривалість дії вітрів з швидкістю, вищою за 6м/с, с
Січень	802800	304200
Лютий	1643600	556200
Березень	1072680	304800
Квітень	1065600	450000
Травень	906300	307800
Червень	1089000	286200
Липень	581400	91800
Серпень	751200	178200
Вересень	745200	300600
Жовтень	824400	217800
Листопад	1063800	379800
Грудень	1863000	415800
Всього:	12408980	3793200

Таким чином при загальній тривалості року 31536000 сек в 2011 р 36% часу діяли вітри зі швидкістю понад 4 м/с та 12% часу діяли вітри зі швидкістю понад 6 м/с.

Таким чином для основних досліджуваних конструкцій:

- Для пілону 12 м при подібній кількості діючих вітрів з критичною швидкістю понад 3,42 м/с відбувається:

$$\frac{T}{T_1} = \frac{12408980}{0,86276} = 14,4 \cdot 10^6 \text{ коливальних циклів на рік від вихрового збудження}$$

- Для пілону 22,0 м при подібній кількості діючих вітрів з критичною швидкістю понад 5,44 м/с відбувається

$$\frac{T}{T_1} = \frac{3793200}{0,884} = 4,3 \cdot 10^6 \text{ коливальних циклів на рік від вихрового}$$

- Для пілону 25,7 м при подібній кількості діючих вітрів з критичною швидкістю понад 5,838 м/с відбувається

$\frac{T}{T_1} = \frac{3793200}{1,02551} = 3,4 \cdot 10^6$ коливальних циклів на рік від вихрового збудження;

- Для флагштоку висотою 48 м при подібній кількості діючих вітрів з критичною швидкістю понад 5,56 м/с відбувається

$\frac{T}{T_1} = \frac{3793200}{1,4710} = 2,6 \cdot 10^6$ коливальних циклів на рік від вихрового збудження;

Кількість коливальних циклів достатньо висока і вимагає оцінки з точки зору втоми. При цьому якщо критична швидкість вітру для вихрового збурення близька до середньої швидкості вітру для даної місцевості, кількість циклів може зростати в рази.

Іншим критерієм оцінки втоми є рівень напружень в системі при фронтальній дії вітру. Дія середніх вітрів різних значень з їх тривалістю за 2011 р наведені в таблиці 3.2.2. Вітровий напор для і-тої швидкості вітру може бути представлений за формулою:

$$W_i = \left(\frac{v_i}{v_{max}} \right)^2 W_0 \quad (3.2.1)$$

Таблиця 3.2.2 Тривалість дії вітрів понад 4 м/с

Швидкість вітру, м/с	Тривалість дії на рік, с	Відсоток від загального часу на рік	Частка від максимального навантаження, у перерахунку до максимальної середньої швидкості $\left(\frac{v_i}{v_{max}} \right)^2$	
			20м/с	25м/с
4, 5	8615780	27,32	0,06	0,04
6	1802400	5,72	0,09	0,06
7	871200	2,76	0,12	0,08
8	469800	1,49	0,16	0,10
9	286200	0,91	0,20	0,13
10	154800	0,49	0,25	0,16
11	59400	0,19	0,30	0,19
12	30600	0,10	0,36	0,23
13	16200	0,05	0,42	0,27
14	5400	0,02	0,49	0,31
15	3600	0,01	0,56	0,36

3.3 Висновки до розділу

Після проведення досліджень та аналізу вітрових навантажень можна зробити наступні висновки:

1. Для досліджуваних в дисертації споруд були отримані характеристики критичної швидкості вітру, при якій розвиваються коливання від вихрового збудження. Аналіз по трьох власних частотах коливань показав, що за наявних вітрів проявляється лише перша форма власних коливань, окрім флагштока висотою 48. Для конструкції флагштоку висотою 48 м теоретично може відбуватися коливання від вихрового збудження за другою формою власних коливань при критичній швидкості понад 17.1 м/с. В даній роботі ми це явище не розглядаємо, внаслідок дуже малої ймовірності, однак це питання заслуговує подальшого вивчення, оскільки в [4] був наведений приклад залізобетонної конічної витяжної труби, для якої властиві резонансні коливання саме за другою власною формулою коливань. Початок коливань вихрового збудження за першою формою власних коливань для всіх конструкцій може проявлятися вже при дії слабких і помірних вітрів за шкалою Бофорта.
2. Був проведений аналіз діючих середніх вітрів по території України з відкритих інформаційних джерел архіву метеозведень по Києву для одного з років (2011) на основі якого отримана первинна якісна картина поки що без статистичної обробки по різних роках щодо розподілу швидкостей і часу дії вітрів, з швидкостями, вищими за критичну. Так дослідження показало, що в умовах Києва для наведених в дисертації конструкцій, кількість коливальних циклів може складати від 2.6 до 14,4 млн на рік. З точки зору оцінки вузлів і деталей на вплив накопичених пошкоджень від втоми це є дуже серйозним показником. Кількість циклів також залежить від місцевості будівництва споруди і критичної швидкості вихрового збудження. Якщо критична швидкість близька до середньої для даної

місцевості, то кількість циклів зростає в рази. Так 14,4 млн циклів отримано для пілону висотою 12 м, для якого критична швидкість вихрового збудження близька до середньої для даної місцевості.

3. Усереднена швидкість вітрів, що діяли в 2011 р, досягала 15м/с. Розподіл по швидкостях і тривалості їх дії наведений в таблиці 3.2.13. Згідно Єврокод [9] для досліджуваного вітрового району максимальна усереднена швидкість вітру прийнята 25м/с. В свою чергу аналіз наявних метеоданих з 2011 до 2024 рр показав крайньо низьку повторюваність вітрів із швидкістю понад 14...15 м/с. Це свідчить про те, що згідно даних, представлених в таблиці 3.2.13, вітрові навантаження в переважній більшості випадків за 10 років не перевищують 36% від розрахункових граничних.

РОЗДІЛ 4. Дослідження пливу вітру на баштові конструкції.

Розрахунок на вихрове збудження

4.1 Вступ до розділу. Методики розрахунку

Для повноцінного розрахунку конструкцій, виявлення всіх аспектів напружено-деформованого стану у перерізах елементів, деталях конструкцій - зокрема опорної бази та анкерних болтів необхідно враховувати одночасну дію фронтального вітру, у тому числі і максимального розрахункового, разом з зусиллями від коливань вихрового збудження у площині, перпендикулярній до дії вітру.

Як було розглянуто вище в розділі 1, ДБН [3] не дає можливості квазистатичним методом врахувати пульсаційну складову і міститься у п. 9.13 пряме посилання на необхідність виконання спеціального динамічного розрахунку. В усталеній інженерній для динамічного розрахунку використовують програмні комплекси «SCAD» або «LIRA». Так «SCAD» виконує динамічний розрахунок із врахуванням розподілу мас в конструкції із

заведенням даних статичної складової вітрового навантаження згідно відмінених старих норм [2] із врахуванням зон вітрового тиску та висотних коефіцієнтів.

Так вітрове навантаження приймалося як сума статичної і динамічної складових:

$$W = W_m + W_p \quad (4.1.1)$$

Розрахункова величина статичної складової вітрового навантаження визначалося за формулою:

$$W_m^P = \gamma_f W_0 k C \quad (4.1.2)$$

Де W_0 - нормативний вітровий тиск для місцевості, k –вітровий висотний коефіцієнт, який залежить від характеру місцевості, де розташована споруда і визначається за логарифмічною залежністю, C - аеродинамічний коефіцієнт. Місцевість приймалася C . Пульсаційна складова вітрового навантаження обчислюється за алгоритмом програми згідно [6] та прикладається в автоматичному режимі і розрахунок проводиться автоматично за резонансною частотою, що дає максимальні зусилля. В процесі розрахунку в програмному комплексі за алгоритмом модального аналізу визначалися власні частоти коливань, які приймалися потім в розрахунках на фронтальний вітер за Єврокод та при розрахунках на вітрове збудження.

Іншим альтернативним видом розрахунку, який виконується для порівняння є розрахунок за Єврокод, який імплементований Україною [9] і на відміну від ДБН містить повний алгоритм розрахунку та визначення динамічної складової. Всі розрахунки виконувались згідно національних додатків, якими для даної місцевості визначена максимальна усереднена швидкість 25 м/с. Вітрове навантаження визначалося для місцевості III за формулами:

$$q_p(Z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (4.1.3)$$

Де $q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$ – базовий швидкісний напор на висоті 10 м при швидкості із усередненням 10 хв. де $\rho=1,25$ кг/м³- густина повітря

В формулі (4.1.3) інтенсивність турбулентності вітру

$$I_v(z) = \frac{k_I}{C_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad (4.1.4)$$

Сили, що діють на конструкцію визначаються в загальному вигляді як:

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z) \cdot A_{ref} \quad (4.1.5)$$

Де c_f – аеродинамічний коефіцієнт

Динамічний коефіцієнт, основні компоненти якого визначаються за положеннями розділу 6 [9]:

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} \quad (4.1.6)$$

Де $I_v(z_s)$ – дивергентність вітрового потоку по висоті (фактично вітровий коефіцієнт) при висоті, що дорівнює висоті споруди $z_s = h$

Всі інші параметри в формулі (4.1.6):

Коефіцієнт амплітуди, визначений як співвідношення максимального значення пульсаційної частини до її стандартного відхилення за період $T = 600c$:

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}} \quad (4.1.7)$$

Де ефективна частота визначається за формулою:

$$v = n \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} \quad (4.1.8)$$

де n – реальна частота;

Фонова складова реакції, що враховує відсутність повної кореляції тиску по поверхні конструкції:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)}\right)^{0,63}} \quad (4.1.9)$$

Коефіцієнт, що враховує резонансну складову реакції від вітрової турбулентності за власною частотою конструкції:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z, n) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) \quad (4.1.10)$$

Масштаб турбулентності, параметри для якого приймаються за типом місцевості згідно [9]:

$$L(z) = 300 \left(\frac{z}{z_t}\right)^\alpha, \text{ де } \alpha = 0,67 + 0,05 \ln(z_0) \quad (4.1.11)$$

В означених формулах (4.1.9; 4.1.10) всі додаткові функції і параметри:

Безрозмірна частота визначається за формулою:

$$f_L(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{V_m(z)} \quad (4.1.12)$$

Безрозмірна функція спектральної щільності визначається за формулами:

$$S_L(z, n) = \frac{6,8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}} \quad (4.1.13)$$

Аеродинамічні передатні функції:

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h})$$
$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} (1 - e^{-2\eta_b}) \quad (4.1.14)$$

Коефіцієнти η_h , η_b визначаються за формулами:

$$\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z, n), \quad \eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z, n) \quad (4.1.15)$$

Розрахунок на вихрове збудження виконується за додатком Е ДСТУ Н Б EN 1991-1-4:2010 [9] як для суцільностінчастих конструкцій. Такий же метод, але не в повній формі з точки зору алгоритму представлений в зміні №2 до ДБН В.1.2-2:2006 [3]. Як було показано в розділі 3, для досліджуваних баштових споруд характерним є прояв вихрового збудження за першою формою власних коливань, тому всі розрахунки на вихрове збудження виконуються за першою власною частотою.

На першому етапі розрахунку визначається амплітуда коливань з наступного рівняння:

$$\frac{y_{F,max}}{b} = \frac{1}{St^2} \cdot \frac{1}{S_c} \cdot K \cdot K_w \cdot C_{lat} \quad (4.1.16)$$

Де число Струхала приймалося як для елемента, що має кромки $S_t = 0,11$

Число Скрутона визначається за формулою:

$$S_c = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_{i,e}}{\rho \cdot b^2} \quad (4.1.17)$$

Де $\delta_s = 0,05$ – логарифмічний декремент затухань; $\rho = 1,25 \text{ кг/м}^3$

густина повітря; $m_{i,e}$ – розподілена маса споруди на метр погонний; b – ширина споруди.

Коефіцієнт форми коливань $K = 0,13$ за табл. Е.5 [9]

Коефіцієнт ефективної зони довжини кореляції теж визначається за схемами згідно розрахункових умов і різних ситуацій за табл. Е.5.[9]. Для досліджуваних баштових споруд цей коефіцієнт визначається за формулою:

$$K_W = 3 \cdot \frac{L_j/b}{\lambda} \cdot \left[1 - \frac{L_j/b}{\lambda} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{L_j/b}{\lambda} \right)^2 \right] \quad (4.1.18)$$

де $\lambda = \frac{h}{b}$ – співвідношення висоти і ширини споруди.

Коефіцієнт дії поперечної сили приймається $C_{lat} = 1,1$ за табл. Е2, Е3 [9]

Визначення амплітуди коливань відбувається у декілька ітераційних кроків. Після визначення амплітуди формується розрахункова схема споруди за рис. 1.7.5. Навантаження від інерційних сил, що прикладаються за розрахунковою схемою визначається за формулою:

$$F_w(s) = m(s) \cdot (2 \cdot \pi \cdot n_{i,y})^2 \cdot \Phi_{i,y}(s) \cdot y_{F,max} \quad (4.1.19)$$

Де $m(s)$ – розподілена маса, $n_{i,y}$, - власна частота коливань. Функція коливань приймається за додатком F [9] як:

$$\Phi_{i,y}(s) = \left(\frac{z}{h} \right)^\zeta \quad (4.1.20)$$

Де приймається значення функції на верхівці стержня, коли координата z дорівнює висоті споруди h , а ступень $\zeta = 2$

Параметри довжини L_j прикладання сил розраховуються за формулами, наведеними в табл. Е.4 [9]

4.2 Розрахунок пілона 11.355 м

4.2.1 Динамічний розрахунок на дію фронтального вітру в SCAD

Приймаємо місцевість типу В і вітровий район 2 за [2] Навантаження від статичної складової та власної ваги, заведені до програмного комплексу SCAD, наведені на рис.3.2.1. Діаметр тіла пілона 325 мм, площа обдува фірмового знаку 3,35 м кв. Розрахунок виконаний в SCAD, розрахункова схема зі статичною вітровою складовою та епюрою згинальних моментів з відображенням статичної і динамічної реакції наведена на рис. 4.2.1

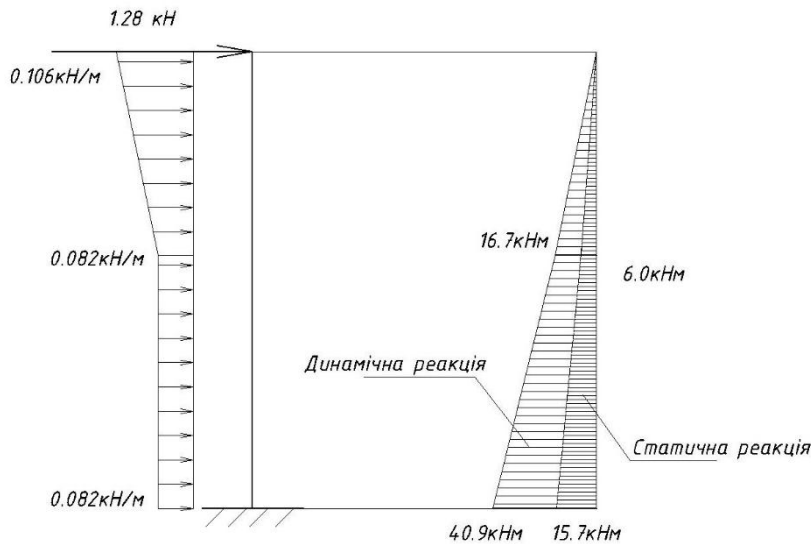


Рис. 4.2.1 Результати динамічного розрахунку конструкції пілона висотою 11.355 в SCAD

4.2.2 Розрахунок конструкції на дію фронтального вітру за Єврокод

При розрахунку за Єврокод приймаємо квазистатичну схему зі швидкістю вітру 25м/с, місцевість III – приміська. Перша власна резонансна частота 1,2Гц

Визначаємо динамічні характеристики споруди:

Масштаб турбулентності при висоті менше 200 м при параметрах

$z_0 = 0,3\text{м}$, $z_{min} = 5\text{м}$ для типу місцевості III за таблицею 4.1

$$L(z) = 300 \left(\frac{z}{z_t} \right)^\alpha = 300 \left(\frac{12}{200} \right)^{0,61} = 53,9$$

$$\alpha = 0,67 + 0,05 \ln(z_0) = 0,67 + 0,05 \ln(0,3) = 0,61$$

Безрозмірна частота:

$$f_L(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{V_m(z)} = \frac{1,2 \cdot 53,9}{25} = 2,59$$

Безрозмірна функція спектральної щільності:

$$S_L(z, n) = \frac{6,8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}} = \frac{6,8 \cdot 2,59}{(1 + 10,2 \cdot 2,59)^{5/3}} = 0,07$$

Фонова складова реакції:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b + h}{L(z_s)} \right)^{0,63}} = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{9 + 0,325}{53,9} \right)^{0,63}} = 0,77$$

Резонансна складова реакції:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z, n) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) = \frac{3,14^2}{2 \cdot 0,05} \cdot 0,07 \cdot 0,45 \cdot 0,944 = 2,93$$

Де аеродинамічні передатні функції;

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h}) = \frac{1}{1,99} - \frac{1}{2 \cdot 1,99^2} (1 - 2,718^{-2 \cdot 1,99}) = 0,45$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} (1 - e^{-2\eta_b}) = \frac{1}{0,072} - \frac{1}{2 \cdot 0,072^2} (1 - 2,718^{-2 \cdot 0,072}) = 0,954$$

В яких коефіцієнти:

$$\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z, n) = \frac{4,6 \cdot 9}{53,9} \cdot 2,59 = 1,99$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z, n) = \frac{4,6 \cdot 0,325}{53,9} \cdot 2,59 = 0,072$$

Ефективна частота:

$$\nu = n \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} = 1,2 \sqrt{\frac{2,93}{0,77 + 2,93}} = 1,06 \text{ Гц}$$

Коефіцієнт амплітуди з осередненням швидкості $T = 600 \text{ с}$

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(\nu \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(\nu \cdot T)}} = \\ = \sqrt{2 \cdot \ln(1,06 \cdot 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(1,06 \cdot 600)}} = 3,76$$

Інтенсивність турбулентності вітру на висоті 9 м:

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} = \frac{1}{1 \cdot \ln(9/0,3)} = 0,29$$

Визначення динамічного коефіцієнту:

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} = \frac{1 + 2 \cdot 3,76 \cdot 0,29 \cdot \sqrt{0,77 + 2,93}}{1 + 7 \cdot 0,29} = 1,41$$

Виконуємо збір навантаження на споруду:

Базовий швидкісний напір:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25^2 = 390 \text{ Па}$$

Навантаження на тіло пілона на висоті до 5 м:

$$q_5 = q_b \cdot c_e(z) \cdot b \cdot c_s c_d \cdot c_e = 0,39 \cdot 1,0 \cdot 0,325 \cdot 1,41 \cdot 1,2 = 0,214 \text{ кН/м}$$

Навантаження на тіло пілона на висоті 9 м:

$$q_9 = q_b \cdot c_e(z) \cdot b \cdot c_s c_d \cdot c_e = 0,39 \cdot 1,4 \cdot 0,325 \cdot 1,41 \cdot 1,2 = 0,3 \text{ кН/м}$$

Навантаження на фірмовий знак площею 3.35 м.кв на середній висоті 10 м:

$$F_w = q_b \cdot c_e(z) \cdot A \cdot c_s c_d \cdot c_e = 0,39 \cdot 1,4 \cdot 3,35 \cdot 1,41 \cdot 1,6 = 4,12 \text{ кН}$$

Повне квазистатичне навантаження за Єврокод та епюра згинальних моментів представлена на рис.4.2.2.

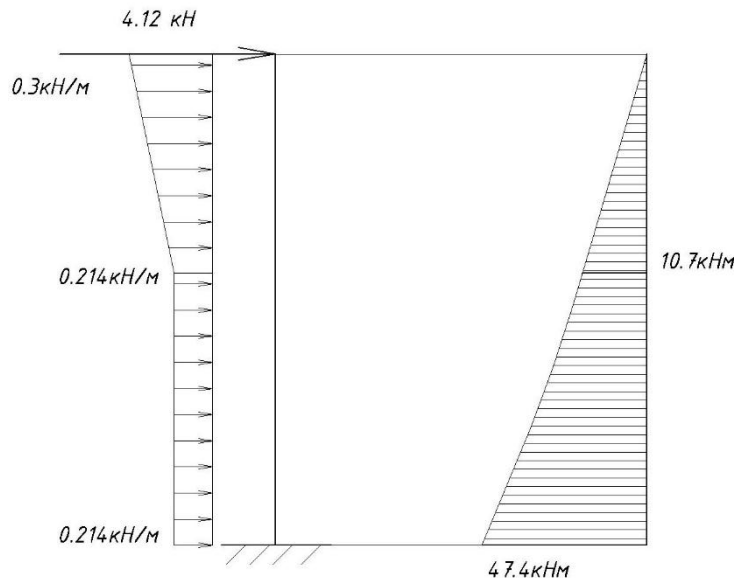


Рис. 4.2.2 Квазистатичне навантаження та епюра згинальних моментів при розрахунку конструкції пілона висотою 11.355 за Єврокод

4.2.3 Розрахунок конструкції на вихрове збудження

Розрахунок виконуємо за Єврокод (9)

Розрахунок здійснюється за формулою:

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

Де $F_w(s)$ - розрахункове зусилля на тіло пілона

Знаходимо амплітуду з рівняння:

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

Де число Струхалія: $S_t = 0,11$

Число Скрутона: $S_c = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_{i,e}}{\rho \cdot b^2}$

Де $\delta_s = 0,05$ – логарифмічний декремент затухань

Густина повітря: $\rho = 1,25 \text{ кг/м}^3$

Приймається схема для коливань за першою формою і попередньо приймаємо, що амплітуда не перевищить 1/150 від висоти

$$y_{F,max} = \frac{9}{150} = 0,06 \text{ м}$$

Таким чином за таблицею Е.4 при співвідношенні $\frac{y_{F,max}}{b} = \frac{0,06}{0,325} = 0,18$

$$L_j = 4,8b + 12y_{F,max} = 4,8 \cdot 0,325 + 12 \cdot 0,06 = 2,28 \text{ м}$$

Зведена маса при загальній масі споруди 1,45Т визначається за допомогою відомого положення центру мас з комп'ютерного розрахунку. Так координата центра мас $Z_m = 3,23 \text{ м}$. Еквівалентна маса:

$$m_{i,e} = \frac{2 \cdot 1450 \cdot 3,23}{9^2} = 115,6 \text{ кг/м}$$

Число Скрутона:

$$S_c = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_{i,e}}{\rho \cdot b^2} = \frac{2 \cdot 0,05 \cdot 115,6}{1,25 \cdot 0,325^2} = 87,5$$

Коефіцієнт кореляції форми коливань $K = 0,13$ за табл. Е.5

Коефіцієнт ефективної довжини кореляції :

$$K_W = 3 \cdot \frac{L_j/b}{\lambda} \cdot \left[1 - \frac{L_j/b}{\lambda} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{L_j/b}{\lambda} \right)^2 \right] = 3 \cdot \frac{2,28/0,325}{27,7} \cdot \left[1 - \frac{2,28/0,325}{27,7} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{2,28/0,325}{27,7} \right)^2 \right] = 0,58$$

$$\text{Де } \lambda = \frac{h}{b} = \frac{9}{0,325} = 27,7$$

Коефіцієнт дії поперечної сили:

$C_{lat} = 1,1$ за табл. Е2, Е3

$$y_{F,max} = b \cdot \frac{1}{St^2} \cdot \frac{1}{S_c} \cdot K \cdot K_W \cdot C_{lat} = 0,325 \cdot \frac{1}{0,11^2} \cdot \frac{1}{87,5} \cdot 0,58 \cdot 0,13 \cdot 1,1 = 0,025 \text{ м}$$

Уточнюємо ітераційно ефективну довжину при $\frac{y_{F,max}}{b} = \frac{0,025}{0,325} = 0,07$ за

табл. Е4:

$$L_j = 6\text{м}$$

Коефіцієнт ефективної довжини кореляції:

$$K = 3 \cdot \frac{L_j/b}{\lambda} \cdot \left[1 - \frac{L_j/b}{\lambda} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{L_j/b}{\lambda} \right)^2 \right] = 3 \cdot \frac{6/0,325}{27,7} \cdot \left[1 - \frac{6/0,325}{27,7} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{6/0,325}{27,7} \right)^2 \right] = 0,142$$

В такому випадку:

$$y_{F,max} = b \frac{1}{St^2} \cdot \frac{1}{S_c} \cdot K \cdot K_w \cdot C_{lat} = 0,325 \cdot \frac{1}{0,11^2} \cdot \frac{1}{87,5} \cdot 0,142 \cdot 0,13 \cdot 1,1 = 0,006\text{м}$$

Наступна ітерація не потрібна.

Навантаження від інерційних сил:

$$F_w(s) = m(s) \cdot (2 \cdot \pi \cdot n_{i,y})^2 \cdot \Phi_{i,y}(s) \cdot y_{F,max} = 115,6 \cdot (2 \cdot 3,14 \cdot 1,2)^2 \cdot 1 \cdot 0,006 = 0,039\text{кН/м}$$

Розрахункова схема зображена на рис. 4.2.3

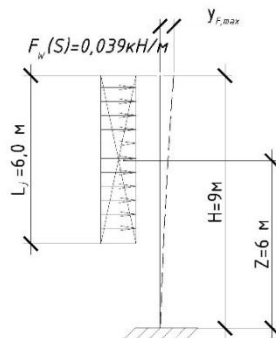


Рис. 4.2.3 Еквівалентна схема розрахунку пілона McDonalds' висотою 11.355 м

Момент в опорі від дії вихрового збудження складає:

$$M_w = 6,0 \cdot 0,039 \cdot 6,0 = 1,404\text{кНм}$$

Фактично це складає 3,4% від максимального моменту в опорі, отриманого при розрахунках на фронтальний вітер:

$$\frac{M_w}{M} = \frac{1,404}{40,9} = 0,034$$

4.3 Розрахунок пілона висотою 22 м

4.3.1 Динамічний розрахунок на дію фронтального вітру в SCAD

Приймаємо місцевість типу В і вітровий район 2 за [2] Навантаження від статичної складової та власної ваги, заведені до програмного комплексу SCAD, наведені на рис.4.3.1. Поперечний переріз змінний, виділяються три ступені за жорсткістю: Нижня – труба 530х8, підсилена чотирма швелерами 24, середня – труба 530х8, верхня – труба 325х6, площа обдува фірмового знаку 8,44 м кв. Розрахунок виконаний в SCAD, розрахункова схема зі статичною вітровою складовою та епюрою згинальних моментів з відображенням статичної і динамічної реакції наведена на рис. 4.3.1

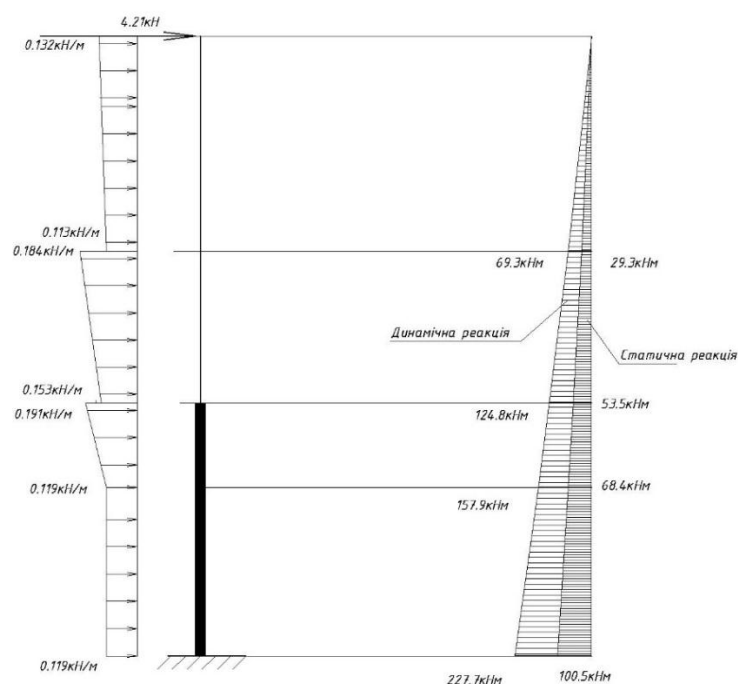


Рис. 4.3.1 Результати динамічного розрахунку конструкції пілона висотою 22 м в SCAD

4.3.2 Розрахунок конструкції на дію фронтального вітру за Єврокод

При розрахунку за Єврокод приймаємо квазистатичну схему зі швидкістю вітру 25м/с, місцевість III – приміська. Перша власна резонансна частота 1,13Гц

Визначаємо динамічні характеристики споруди:

Масштаб турбулентності при висоті менше 200 м при параметрах

$z_0 = 0,3\text{м}$, $z_{\min} = 5\text{м}$ для типу місцевості III за таблицею 4.1 визначений вже для попередньої конструкції

$$L(z) = 300 \left(\frac{z}{z_t} \right)^\alpha = 300 \left(\frac{22}{200} \right)^{0,61} = 78,04$$

$$\alpha = 0,67 + 0,05 \ln(z_0) = 0,67 + 0,05 \ln(0,3) = 0,61$$

Безрозмірна частота:

$$f_L(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{V_m(z)} = \frac{1,13 \cdot 78,04}{25} = 3,53$$

Безрозмірна функція спектральної щільності:

$$S_L(z, n) = \frac{6,8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}} = \frac{6,8 \cdot 3,53}{(1 + 10,2 \cdot 3,53)^{5/3}} = 0,058$$

Фонова складова реакції:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)} \right)^{0,63}} = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{18,36 + 0,53}{78,04} \right)^{0,63}} = 0,73$$

Резонансна складова реакції:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z, n) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) = \frac{3,14^2}{2 \cdot 0,05} \cdot 0,058 \cdot 0,258 \cdot 0,931 = 1,37$$

Де аеродинамічні передатні функції;

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h}) = \frac{1}{3,88} - \frac{1}{2 \cdot 3,88^2} (1 - 2,718^{-2 \cdot 3,88}) = 0,258$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} (1 - e^{-2\eta_b}) = \frac{1}{0,11} - \frac{1}{2 \cdot 0,11^2} (1 - 2,718^{-2 \cdot 0,11}) = 0,931$$

В яких коефіцієнти:

$$\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z, n) = \frac{4,6 \cdot 18,635}{78,04} \cdot 3,53 = 3,88$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z, n) = \frac{4,6 \cdot 0,53}{78,04} \cdot 3,53 = 0,11$$

Ефективна частота:

$$v = n \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} = 1,13 \sqrt{\frac{1,37}{0,73 + 1,37}} = 0,91 \text{ Гц}$$

Коефіцієнт амплітуди з осередненням швидкості $T = 600 \text{ с}$

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}} =$$

$$= \sqrt{2 \cdot \ln(0,91 \cdot 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(0,91 \cdot 600)}} = 3,72$$

Інтенсивність турбулентності вітру на висоті 20 м:

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} = \frac{1}{1 \cdot \ln(20/0,3)} = 0,238$$

Визначення динамічного коефіцієнту:

$$c_s c_d = \frac{1+2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \sqrt{B^2 + R^2}}{1+7 \cdot I_v(z_s)} = \frac{1+2 \cdot 3,72 \cdot 0,238 \cdot \sqrt{0,73+1,37}}{1+7 \cdot 0,238} = 1,33$$

Виконуємо збір навантаження на споруду:

Базовий швидкісний напір:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25^2 = 390 \text{ Па}$$

Навантаження на тіло пілона на висоті до 5 м:

$$q_5 = q_b \cdot c_e(z) \cdot b \cdot c_s c_d \cdot c_e = 0,39 \cdot 1,0 \cdot 0,66 \cdot 1,33 \cdot 1,2 = 0,41 \text{ кН/м}$$

Навантаження на тіло пілона на висоті 7.5 м на переріз нижньої ступіні:

$$q_{7.5\text{Н}} = q_b \cdot c_e(z) \cdot b \cdot c_s c_d \cdot c_e = 0,39 \cdot 1,2 \cdot 0,66 \cdot 1,33 \cdot 1,2 = 0,49 \text{ кН/м}$$

Навантаження на тіло пілона на висоті 7.5 м на переріз верхньої ступіні:

$$q_{7.5\text{В}} = q_b \cdot c_e(z) \cdot b \cdot c_s c_d \cdot c_e = 0,39 \cdot 1,2 \cdot 0,53 \cdot 1,33 \cdot 1,2 = 0,39 \text{ кН/м}$$

Навантаження на тіло пілона на висоті 12 м на переріз нижньої ступіні:

$$q_{12\text{Н}} = q_b \cdot c_e(z) \cdot b \cdot c_s c_d \cdot c_e = 0,39 \cdot 1,5 \cdot 0,53 \cdot 1,33 \cdot 1,2 = 0,494 \text{ кН/м}$$

Навантаження на тіло пілона на висоті 12 м на переріз верхньої ступіні:

$$q_{12\text{В}} = q_b \cdot c_e(z) \cdot b \cdot c_s c_d \cdot c_e = 0,39 \cdot 1,5 \cdot 0,325 \cdot 1,33 \cdot 1,2 = 0,303 \text{ кН/м}$$

Навантаження на верхню точку тіла пілона:

$$q_{18} = q_b \cdot c_e(z) \cdot b \cdot c_s c_d \cdot c_e = 0,39 \cdot 1,75 \cdot 0,325 \cdot 1,33 \cdot 1,2 = 0,354 \text{ кН/м}$$

Навантаження на фірмовий знак площею 8.44 м.кв на середній висоті 20 м:

$$F_w = q_b \cdot c_e(z) \cdot A \cdot c_s c_d \cdot c_e = 0,39 \cdot 1,8 \cdot 8,44 \cdot 1,33 \cdot 1,8 = 14,18 \text{ кН}$$

Повне квазистатичне навантаження за Єврокод та епюра згинальних моментів представлена на рис.4.3.2.

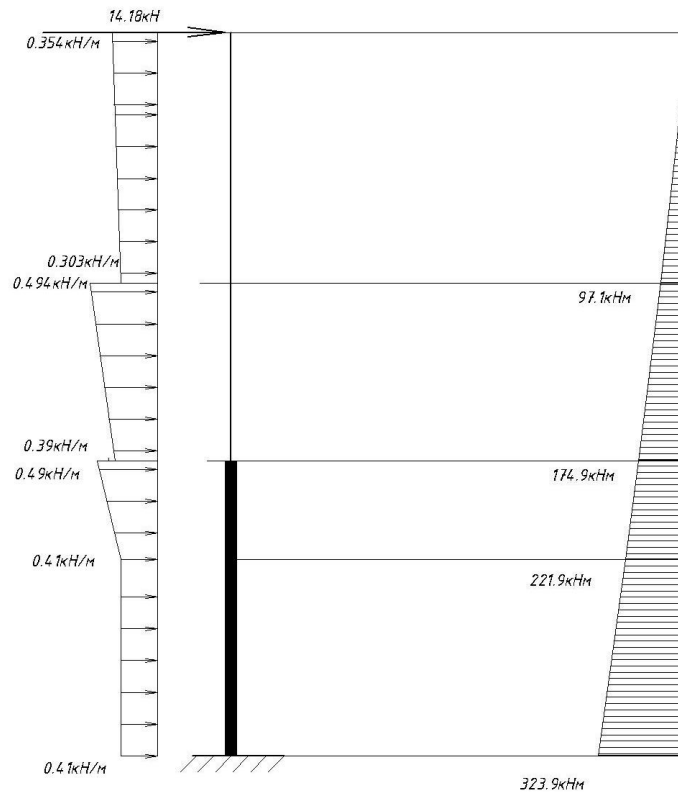


Рис. 4.3.2 Квазистатичне навантаження та епюра згинальних моментів при розрахунку конструкцій пілона висотою 22 м за Єврокод

4.3.3 Розрахунок конструкції на вихрове збудження

Знаходимо амплітуду з рівняння:

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

Де число Струхалю: $S_t = 0,11$

Число Скрутона: $S_c = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_{i,e}}{\rho \cdot b^2}$

Де $\delta_s = 0,05$ – логарифмічний декремент затухань

Густина повітря: $\rho = 1,25 \text{ кг/м}^3$

Приймається схема для коливань за першою формою і попередньо приймаємо, що амплітуда не перевищить 1/150 від висоти

$$y_{F,max} = \frac{18,36}{150} = 0,122 \text{ м}$$

Таким чином за таблицею Е.4 при співвідношенні $\frac{y_{F,max}}{b} = \frac{0,122}{0,53} = 0,23$

$$L_j = 4,8b + 12y_{F,max} = 4,8 \cdot 0,53 + 12 \cdot 0,122 = 4,008 \text{ м}$$

Зведена маса при загальній масі споруди 3,1Т визначається за допомогою відомого положення центру мас з комп'ютерного розрахунку. Так координата центра мас $Z_m = 4,03 \text{ м}$. Еквівалентна маса:

$$m_{i,e} = \frac{2 \cdot 3100 \cdot 4,03}{18,36^2} = 74,12 \text{ кг/м}$$

Число Скрутона:

$$S_c = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_{i,e}}{\rho \cdot b^2} = \frac{2 \cdot 0,05 \cdot 74,12}{1,25 \cdot 0,53^2} = 21,1$$

Коефіцієнт кореляції форми коливань $K=0,13$ за табл. Е.5

Коефіцієнт ефективної довжини кореляції :

$$K_W = 3 \cdot \frac{L_j/b}{\lambda} \cdot \left[1 - \frac{L_j/b}{\lambda} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{L_j/b}{\lambda} \right)^2 \right] = 3 \cdot \frac{4,0/0,53}{34,6} \cdot \left[1 - \frac{4,0/0,53}{34,6} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{4,0/0,53}{34,6} \right)^2 \right] = 0,52$$

$$\text{Де } \lambda = \frac{h}{b} = \frac{18,36}{0,53} = 34,6$$

Коефіцієнт дії поперечної сили:

$$C_{lat} = 1,1 \text{ за табл. Е2, Е3}$$

$$y_{F,max} = b \cdot \frac{1}{St^2} \cdot \frac{1}{S_c} \cdot K \cdot K_W \cdot C_{lat} = 0,53 \cdot \frac{1}{0,11^2} \cdot \frac{1}{21,1} \cdot 0,52 \cdot 0,13 \cdot 1,1 = 0,15 \text{ м}$$

Уточнюємо ітераційно ефективну довжину при $\frac{y_{F,max}}{b} = \frac{0,15}{0,53} = 0,28$ за табл. Е4:

$$L_j = 4,8b + 12y_{F,max} = 4,8 \cdot 0,53 + 12 \cdot 0,15 = 4,344 \text{ м}$$

Коефіцієнт ефективної довжини кореляції:

$$K = 3 \cdot \frac{L_j/b}{\lambda} \cdot \left[1 - \frac{L_j/b}{\lambda} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{L_j/b}{\lambda} \right)^2 \right] = 3 \cdot \frac{4,344/0,53}{34,6} \cdot \left[1 - \frac{4,344/0,53}{34,6} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{4,344/0,53}{34,6} \right)^2 \right] = 0,56$$

В такому випадку:

$$y_{F,max} = b \frac{1}{st^2} \cdot \frac{1}{s_c} \cdot K \cdot K_w \cdot C_{lat} = 0,53 \cdot \frac{1}{0,11^2} \cdot \frac{1}{21,1} \cdot 0,56 \cdot 0,13 \cdot 1,1 = 0,166 \text{ м}$$

Навантаження від інерційних сил:

$$\begin{aligned} F_w(s) &= m(s) \cdot (2 \cdot \pi \cdot n_{i,y})^2 \cdot \Phi_{i,y}(s) \cdot y_{F,max} \\ &= 74,12 \cdot (2 \cdot 3,14 \cdot 1,13)^2 \cdot 1 \cdot 0,166 = 0,620 \text{ кН/м} \end{aligned}$$

Розрахункова схема зображена на рис. 4.3.3

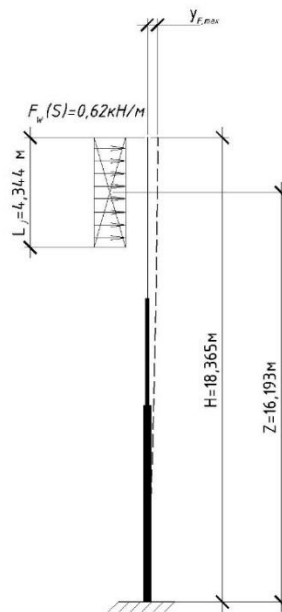


Рис. 4.3.3 Еквівалентна схема розрахунку пілона McDonalds' висотою 22.0 м

Момент в опорі від дії вихрового збудження складає:

$$M_w = 4,344 \cdot 0,620 \cdot 16,193 = 43,6 \text{ кНм}$$

Фактично це складає 19,1% від максимального моменту в опорі, отриманого при розрахунках на фронтальний вітер:

$$\frac{M_w}{M} = \frac{43,6}{227,7} = 0,191$$

4.4 Розрахунок пілона висотою 25,574 м

4.4.1 Динамічний розрахунок на фронтальний вітер в SCAD

Приймаємо місцевість типу В і вітровий район 2 за [2] Навантаження від статичної складової та власної ваги, заведені до програмного комплексу SCAD, наведені на рис.4.4.1. Поперечний переріз змінний, виділяються дві ступені за жорсткістю: нижня – труба 530х8, підсилена чотирма швелерами 24, верхня – складена система з прокатних швелерів 30 (основне прямокутне ядро на планках) з підсиленням чотирма швелерами 20, площа обдуву фірмового знаку 12,18 м кв. Розрахунок виконаний в SCAD, розрахункова схема зі статичною вітровою складовою та епюрою згинальних моментів з відображенням статичної і динамічної реакції наведені на рис. 4.4.1

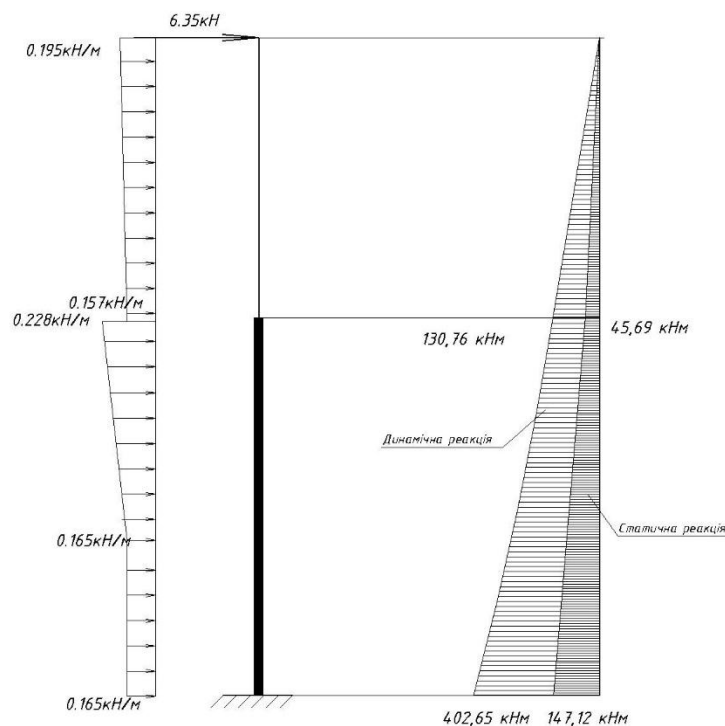


Рис. 4.4.1 Результати динамічного розрахунку конструкції пілона висотою 25,572 м в SCAD

4.4.2 Розрахунок конструкції за Єврокод

При розрахунку за Єврокод приймаємо квазистатичну схему зі швидкістю вітру 25м/с, місцевість III – приміська. Перша власна резонансна частота 0,975Гц

Визначаємо динамічні характеристики споруди:

Масштаб турбулентності при висоті менше 200 м при параметрах

$z_o = 0,3\text{м}$, $z_{min} = 5\text{м}$ для типу місцевості III за таблицею 4.1 визначений вже для попередньої конструкції

$$L(z) = 300 \left(\frac{z}{z_t} \right)^\alpha = 300 \left(\frac{25}{200} \right)^{0,61} = 84,4$$

$$\alpha = 0,67 + 0,05 \ln(z_o) = 0,67 + 0,05 \ln(0,3) = 0,61$$

Безрозмірна частота:

$$f_L(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{V_m(z)} = \frac{0,975 \cdot 84,4}{25} = 3,292$$

Безрозмірна функція спектральної щільності:

$$S_L(z, n) = \frac{6,8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}} = \frac{6,8 \cdot 3,292}{(1 + 10,2 \cdot 3,292)^{5/3}} = 0,061$$

Фонова складова реакції:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b + h}{L(z_s)} \right)^{0,63}} = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{21,05 + 0,656}{84,4} \right)^{0,63}} = 0,723$$

Резонансна складова реакції:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z, n) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) = \frac{3,14^2}{2 \cdot 0,05} \cdot 0,061 \cdot 0,229 \cdot 0,926 = 1,275$$

Де аеродинамічні передатні функції;

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h}) = \frac{1}{3,78} - \frac{1}{2 \cdot 3,78^2} (1 - 2,718^{-2 \cdot 3,78}) = 0,229$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} (1 - e^{-2\eta_b}) = \frac{1}{0,118} - \frac{1}{2 \cdot 0,118^2} (1 - 2,718^{-2 \cdot 0,118}) = 0,926$$

В яких коефіцієнти:

$$\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z, n) = \frac{4,6 \cdot 21,05}{84,4} \cdot 3,292 = 3,78$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z, n) = \frac{4,6 \cdot 0,656}{84,4} \cdot 3,292 = 0,118$$

Ефективна частота:

$$v = n \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} = 0,975 \sqrt{\frac{1,275}{0,723 + 1,275}} = 0,779 \text{ Гц}$$

Коефіцієнт амплітуди з осередненням швидкості $T = 600 \text{ с}$

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}} =$$

$$= \sqrt{2 \cdot \ln(0,779 \cdot 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(0,779 \cdot 600)}} = 3,677$$

Інтенсивність турбулентності вітру на висоті 24 м:

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} = \frac{1}{1 \cdot \ln(24/0,3)} = 0,228$$

Визначення динамічного коефіцієнту:

$$c_s c_d = \frac{1+2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \sqrt{B^2 + R^2}}{1+7 \cdot I_v(z_s)} = \frac{1+2 \cdot 3,677 \cdot 0,228 \cdot \sqrt{0,723+1,275}}{1+7 \cdot 0,228} = 1,3$$

Виконуємо збір навантаження на споруду:

Базовий швидкісний напір:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25^2 = 390 \text{ Па}$$

Навантаження на тіло пілона на висоті до 5 м:

$$q_5 = q_b \cdot c_e(z) \cdot b \cdot c_s c_d \cdot c_e = 0,39 \cdot 1,0 \cdot 0,66 \cdot 1,3 \cdot 1,2 = 0,4 \text{ кН/м}$$

Навантаження на тіло пілона на висоті 12 м на переріз нижньої ступіні:

$$q_{12н} = q_b \cdot c_e(z) \cdot b \cdot c_s c_d \cdot c_e = 0,39 \cdot 1,5 \cdot 0,66 \cdot 1,3 \cdot 1,2 = 0,602 \text{ кН/м}$$

Навантаження на тіло пілона на висоті 12 м на переріз верхньої ступіні:

$$q_{12в} = q_b \cdot c_e(z) \cdot b \cdot c_s c_d \cdot c_e = 0,39 \cdot 1,5 \cdot 0,478 \cdot 1,3 \cdot 1,2 = 0,436 \text{ кН/м}$$

Навантаження на тіло пілона на висоті 20,5 м:

$$q_{20,5} = q_b \cdot c_e(z) \cdot b \cdot c_s c_d \cdot c_e = 0,39 \cdot 1,75 \cdot 0,478 \cdot 1,3 \cdot 1,2 = 0,51 \text{ кН/м}$$

Навантаження на фірмовий знак площею 12.18 м.кв на середній висоті 23

м:

$$F_w = q_b \cdot c_e(z) \cdot A \cdot c_s c_d \cdot c_e = 0,39 \cdot 1,8 \cdot 12,18 \cdot 1,3 \cdot 1,8 = 20,0 \text{ кН}$$

Повне квазистатичне навантаження за Єврокод та епюра згинальних моментів представлена на рис.4.4.2.

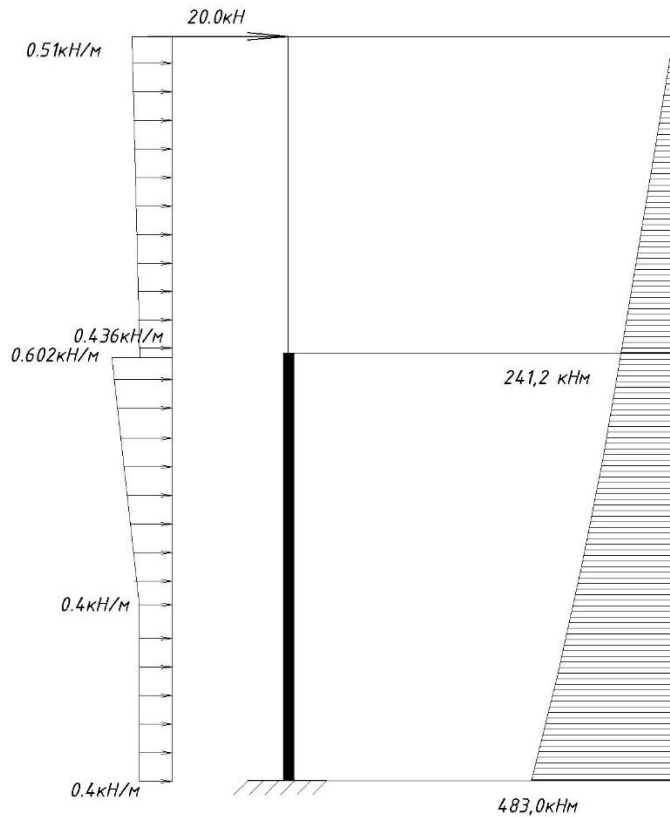


Рис. 4.4.2 Квазистатичне навантаження та епюра згинальних моментів при розрахунку пілона висотою 25,572 м за Єврокод

4.4.3 Розрахунок конструкції на вихрове збудження

Знаходимо амплітуду з рівняння:

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

Де число Струхалія: $S_t = 0,11$

Число Скрутона: $S_c = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_{i,e}}{\rho \cdot b^2}$

Де $\delta_s = 0,005$ – логарифмічний декремент затухань

Густина повітря: $\rho = 1,25 \text{ кг/м}^3$

Приймається схема для коливань за першою формою і попередньо приймаємо, що амплітуда не перевищить 1/150 від висоти

$$y_{F,max} = \frac{21}{150} = 0,14 \text{ м}$$

Таким чином за таблицею Е.4 при співвідношенні $\frac{y_{F,max}}{b} = \frac{0,14}{0,657} = 0,21$

$$L_j = 4,8b + 12y_{F,max} = 4,8 \cdot 0,657 + 12 \cdot 0,14 = 4,83 \text{ м}$$

Зведена маса при загальній масі споруди 5Т визначається за допомогою відомого положення центру мас з комп'ютерного розрахунку. Так координата центра мас $Z_m = 8,805 \text{ м}$. Еквівалентна маса:

$$m_{i,e} = \frac{2 \cdot 5000 \cdot 8,805}{21^2} = 199,7 \text{ кг/м}$$

Число Скрутона:

$$S_c = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_{i,e}}{\rho \cdot b^2} = \frac{2 \cdot 0,05 \cdot 199,7}{1,25 \cdot 0,657^2} = 37$$

Коефіцієнт кореляції форми коливань $K=0,13$ за табл. Е.5

Коефіцієнт ефективної довжини кореляції:

$$K_w = 3 \cdot \frac{L_j/b}{\lambda} \cdot \left[1 - \frac{L_j/b}{\lambda} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{L_j/b}{\lambda} \right)^2 \right] = 3 \cdot \frac{4,83/0,657}{32} \cdot \left[1 - \frac{4,83/0,657}{32} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{4,83/0,657}{32} \right)^2 \right] = 0,54$$

$$\text{Де } \lambda = \frac{h}{b} = \frac{21}{0,657} = 32$$

Коефіцієнт дії поперечної сили:

$$C_{lat} = 1,1 \text{ за табл. Е2, Е3}$$

$$y_{F,max} = b \frac{1}{St^2} \cdot \frac{1}{S_c} \cdot K \cdot K_w \cdot C_{lat} = 0,657 \cdot \frac{1}{0,11^2} \cdot \frac{1}{37} \cdot 0,54 \cdot 0,13 \cdot 1,1 = 0,11 \text{ м}$$

Уточнюємо ітераційно ефективну довжину при $\frac{y_{F,max}}{b} = \frac{0,11}{0,657} = 0,16$ за табл. Е4:

$$L_j = 4,8b + 12y_{F,max} = 4,8 \cdot 0,657 + 12 \cdot 0,11 = 4,47 \text{ м}$$

Коефіцієнт ефективної довжини кореляції:

$$K = 3 \cdot \frac{L_j/b}{\lambda} \cdot \left[1 - \frac{L_j/b}{\lambda} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{L_j/b}{\lambda} \right)^2 \right] = 3 \cdot \frac{4,47/0,657}{32} \cdot \left[1 - \frac{4,47/0,657}{32} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{4,47/0,657}{32} \right)^2 \right] = 0,51$$

В такому випадку:

$$y_{F,max} = b \frac{1}{st^2} \cdot \frac{1}{s_c} \cdot K \cdot K_w \cdot C_{lat} = 0,657 \cdot \frac{1}{0,11^2} \cdot \frac{1}{37} \cdot 0,7 \cdot 0,13 \cdot 1,1 = 0,12 \text{ м}$$

Навантаження від інерційних сил:

$$F_w(s) = m(s) \cdot (2 \cdot \pi \cdot n_{i,y})^2 \cdot \Phi_{i,y}(s) \cdot y_{F,max} \\ = 199,7 \cdot (2 \cdot 3,14 \cdot 0,9751)^2 \cdot 1 \cdot 0,12 = 0,9 \text{ кН/м}$$

Розрахункова схема зображена на рис. 4.4.3

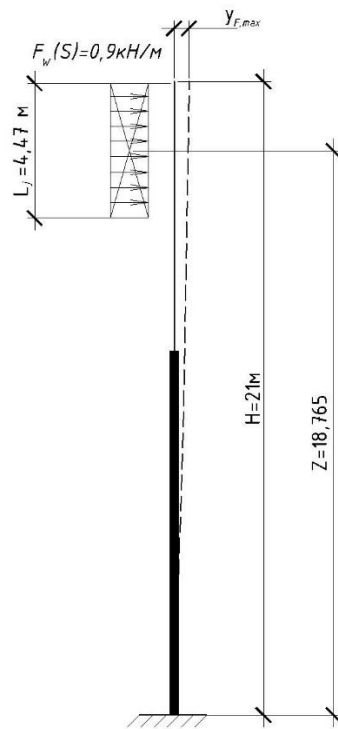


Рис. 4.4.3 Еквівалентна схема розрахунку пілона McDonalds' висотою 25.572 м

Момент в опорі від дії вихрового збудження складає:

$$M_w = 4,47 \cdot 0,9 \cdot 18,765 = 75,4 \text{ кНм}$$

Фактично це складає 18,7% від максимального моменту в опорі, отриманого при розрахунках на фронтальний вітер.

$$\frac{M_w}{M} = \frac{75,4}{402,6} = 0,187$$

4.5 Розрахунок флагштока висотою 48 м

4.5.1 Динамічний розрахунок на фронтальний вітер в SCAD

Приймаємо місцевість типу С і вітровий район 2 за [2] Навантаження від статичної складової та власної ваги, заведені до програмного комплексу SCAD, наведені на рис.4.5.1. Поперечний переріз змінний, зварний складений. Характерною особливістю розрахунку є те, що в СНиП був відсутній аеродинамічний коефіцієнт на прапор, на відміну від Єврокоду. Для порівнювання методик Єврокод та динамічного розрахунку у SCAD варто застосувати методику Єврокод для визначення вітрового навантаження від прапору.

Аеродинамічний, (або силовий коефіцієнт за термінами Єврокод) визначається як:

$$C_{aer} = 0,02 + 0,7 \cdot \frac{m_f}{\rho \cdot h} \left(\frac{A_{ref}}{h^2} \right)^{-1,25}$$
 ця формула для прямокутних прапорів

може бути записана як:

$$C_{aer} = 0,02 + 0,7 \cdot \frac{m_f}{\rho \cdot h} \left(\frac{l}{h} \right)^{-1,25}, \text{ де}$$

$m_f = 0,13 \text{ кг/м}^2$ - вага 1 м кв. полотна прапора

$\rho = 1,25 \text{ кг/м}^3$ - густина повітря

Таким чином для прапору параметрами $3 \times 3(h)$ м силовий коефіцієнт дорівнює:

$$C_{aer} = 0,02 + 0,7 \cdot \frac{m_f}{\rho \cdot h} \left(\frac{l}{h} \right)^{-1,25} = 0,02 + 0,7 \cdot \frac{0,13}{1,25 \cdot 3} \left(\frac{3}{3} \right)^{-1,25} = 0,044$$

Розрахунок виконаний в SCAD, розрахункова схема зі статичною вітровою складовою та епюрою згинальних моментів з відображенням статичної і динамічної реакції наведена на рис. 4.5.1

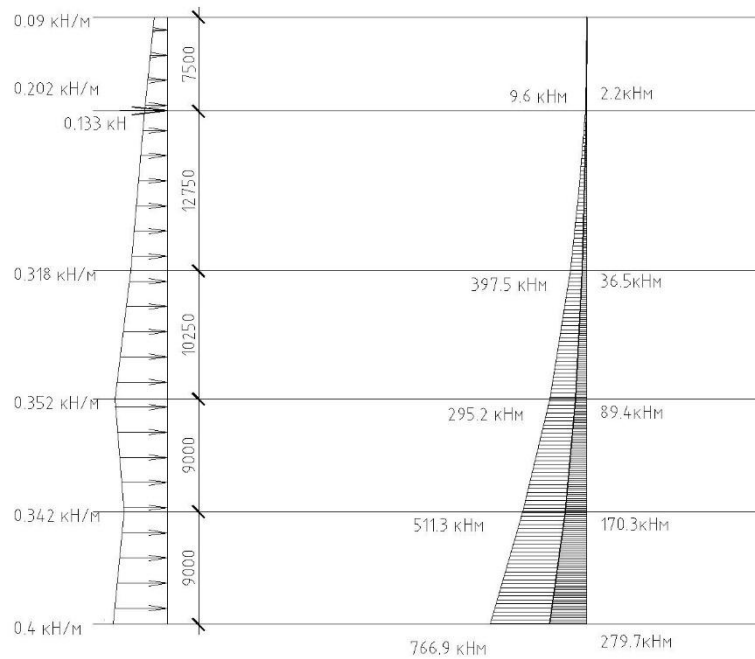


Рис. 4.5.1 Результати динамічного розрахунку конструкції флагштока висотою 48м в SCAD

4.5.2 Розрахунок конструкції за Єврокод

При розрахунку за Єврокод приймаємо квазистатичну схему зі швидкістю вітру 25м/с, місцевість IV –міська. Перша власна резонансна частота 0,68Гц

Визначаємо динамічні характеристики споруди:

Масштаб турбулентності при висоті менше 200 м при параметрах

$z_0 = 1,0\text{м}$, $z_{min} = 10\text{м}$ для типу місцевості IV за таблицею 4.1 :

$$L(z) = 300 \left(\frac{z}{z_t} \right)^\alpha = 300 \left(\frac{48}{200} \right)^{0,67} = 115,3$$

$$\alpha = 0,67 + 0,05 \ln(z_0) = 0,67 + 0,05 \ln(1,0) = 0,67$$

Безрозмірна частота:

$$f_L(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{V_m(z)} = \frac{0,68 \cdot 115,3}{25} = 3,13$$

Безрозмірна функція спектральної щільності:

$$S_L(z, n) = \frac{6,8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}} = \frac{6,8 \cdot 3,13}{(1 + 10,2 \cdot 3,13)^{5/3}} = 0,062$$

Фонова складова реакції:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)}\right)^{0,63}} = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{48+1,0}{115,3}\right)^{0,63}} = 0,656$$

Резонансна складова реакції:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z, n) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) = \frac{3,14^2}{2 \cdot 0,05} \cdot 0,062 \cdot 0,167 \cdot 0,922 = 0,94$$

Де аеродинамічні передатні функції;

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h}) = \frac{1}{5,99} - \frac{1}{2 \cdot 5,99^2} (1 - 2,718^{-2 \cdot 5,99}) = 0,167$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} (1 - e^{-2\eta_b}) = \frac{1}{0,125} - \frac{1}{2 \cdot 0,125^2} (1 - 2,718^{-2 \cdot 0,125}) = 0,922$$

В яких коефіцієнти:

$$\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z, n) = \frac{4,6 \cdot 48}{115,3} \cdot 3,13 = 5,99$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z, n) = \frac{4,6 \cdot 1}{115,3} \cdot 3,13 = 0,125$$

Ефективна частота:

$$\nu = n \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} = 0,68 \sqrt{\frac{0,94}{0,656 + 0,94}} = 0,522 \text{ Гц}$$

Коефіцієнт амплітуди з осередненням швидкості $T = 600 \text{ с}$

$$\begin{aligned} k_p &= \sqrt{2 \cdot \ln(\nu \cdot T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(\nu \cdot T)}} = \\ &= \sqrt{2 \cdot \ln(0,522 \cdot 600)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \cdot \ln(0,522 \cdot 600)}} = 3,56 \end{aligned}$$

Інтенсивність турбулентності вітру на висоті 24 м:

$$I_\nu(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} = \frac{1}{1 \cdot \ln(48/1,0)} = 0,258$$

Визначення динамічного коефіцієнту:

$$c_s c_d = \frac{1+2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \sqrt{B^2+R^2}}{1+7 \cdot I_v(z_s)} = \frac{1+2 \cdot 3,56 \cdot 0,258 \cdot \sqrt{0,656+0,94}}{1+7 \cdot 0,258} = 1,18$$

Виконуємо збір навантаження на споруду:

Базовий швидкісний напір:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25^2 = 390 \text{ Па}$$

Навантаження на тіло флагштоку на висоті на 0 м:

$$q_0 = q_b \cdot c_e(z) \cdot b \cdot c_s c_d \cdot c_e = 0,39 \cdot 0,9 \cdot 1,56 \cdot 1,18 \cdot 2 = 1,29 \text{ кН/м}$$

Навантаження на тіло флагштоку на висоті 9 м на переріз нижньої ступіні:

$$q_9 = q_b \cdot c_e(z) \cdot b \cdot c_s c_d \cdot c_e = 0,39 \cdot 1,0 \cdot 1,3 \cdot 1,18 \cdot 2 = 1,196 \text{ кН/м}$$

Навантаження на тіло флагштоку на висоті 18 м на переріз верхньої ступіні:

$$q_{18} = q_b \cdot c_e(z) \cdot b \cdot c_s c_d \cdot c_e = 0,39 \cdot 1,2 \cdot 1,0 \cdot 1,18 \cdot 2 = 1,1 \text{ кН/м}$$

Навантаження на тіло флагштоку на висоті 27 м:

$$q_{27} = q_b \cdot c_e(z) \cdot b \cdot c_s c_d \cdot c_e = 0,39 \cdot 1,5 \cdot 0,73 \cdot 1,18 \cdot 2 = 1,0 \text{ кН/м}$$

Навантаження на тіло флагштоку на висоті 41 м:

$$q_{41} = q_b \cdot c_e(z) \cdot b \cdot c_s c_d \cdot c_e = 0,39 \cdot 1,75 \cdot 0,3 \cdot 1,18 \cdot 2 = 0,483 \text{ кН/м}$$

Навантаження на тіло флагштоку на висоті 48 м:

$$q_{48} = q_b \cdot c_e(z) \cdot b \cdot c_s c_d \cdot c_e = 0,39 \cdot 1,8 \cdot 0,1 \cdot 1,18 \cdot 2 = 0,165 \text{ кН/м}$$

Навантаження на прапор площею 9 м.кв на середній висоті 40 м:

$$F_w = q_b \cdot c_e(z) \cdot A \cdot c_s c_d \cdot c_e = 0,39 \cdot 1,75 \cdot 9,0 \cdot 1,18 \cdot 0,044 = 0,319 \text{ кН}$$

Повне квазистатичне навантаження за Єврокод та епюра згинальних моментів представлена на рис.4.5.2.

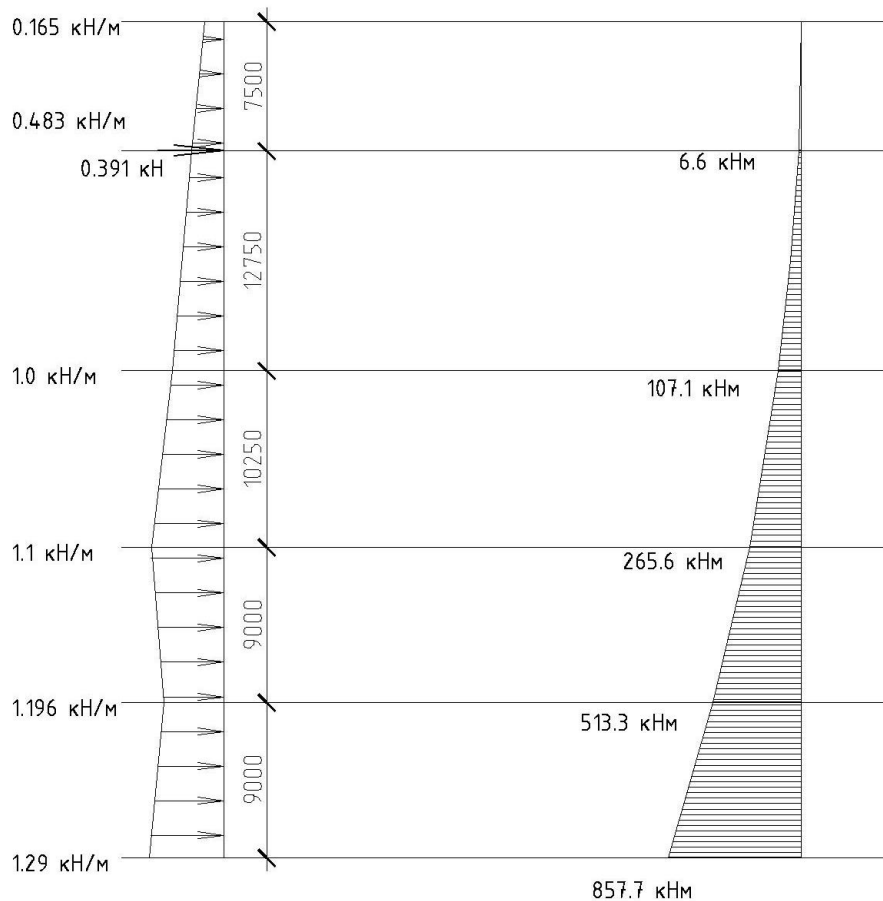


Рис. 4.5.2 Квазистатичне навантаження та епюра згинальних моментів при розрахунку флагштока висотою 48 м за Єврокод

4.5.3 Розрахунок конструкції на вихрове збудження

Знаходимо амплітуду з рівняння:

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

Де число Струхала: $S_t = 0,11$

Число Скрутона: $S_c = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_{i,e}}{\rho \cdot b^2}$

Де $\delta_s = 0,005$ – логарифмічний декремент затухань

Густина повітря: $\rho = 1,25 \text{ кг/м}^3$

Приймається схема для коливань за першою формою і попередньо приймаємо, що амплітуда не перевищить 1/150 від висоти

$$y_{F,max} = \frac{21}{150} = 0,32 \text{ м}$$

Таким чином за таблицею Е.4 при співвідношенні $\frac{y_{F,max}}{b} = \frac{0,32}{0,9} = 0,35$

$$L_j = 4,8b + 12y_{F,max} = 4,8 \cdot 0,9 + 12 \cdot 0,32 = 8,16\text{м}$$

Зведена маса при загальній масі споруди 12Т визначається за допомогою відомого положення центру мас з комп'ютерного розрахунку. Так координата центра мас $Z_m = 10,02\text{м}$. Еквівалентна маса:

$$m_{i,e} = \frac{2 \cdot 12000 \cdot 10,02}{48^2} = 104,37 \text{ кг/м}$$

Число Скрутона:

$$S_c = \frac{2 \cdot \delta_s \cdot m_{i,e}}{\rho \cdot b^2} = \frac{2 \cdot 0,05 \cdot 104,37}{1,25 \cdot 0,9^2} = 10,3$$

Коефіцієнт кореляції форми коливань $K=0,13$ за табл. Е.5

Коефіцієнт ефективної довжини кореляції:

$$K_w = 3 \cdot \frac{L_j/b}{\lambda} \cdot \left[1 - \frac{L_j/b}{\lambda} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{L_j/b}{\lambda} \right)^2 \right] = 3 \cdot \frac{8,16/0,9}{53,3} \cdot \left[1 - \frac{4,83/0,657}{53,3} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{4,83/0,657}{53,3} \right)^2 \right] = 0,43$$

$$\text{Де } \lambda = \frac{h}{b} = \frac{48}{0,9} = 53,3$$

Коефіцієнт дії поперечної сили:

$$C_{lat} = 1,1 \text{ за табл. Е2, Е3}$$

$$y_{F,max} = b \frac{1}{St^2} \cdot \frac{1}{S_c} \cdot K \cdot K_w \cdot C_{lat} = 0,9 \cdot \frac{1}{0,11^2} \cdot \frac{1}{10,3} \cdot 0,43 \cdot 0,13 \cdot 1,1 = 0,44\text{м}$$

Уточнюємо ітераційно ефективну довжину при $\frac{y_{F,max}}{b} = \frac{0,44}{0,9} = 0,48$ за табл. Е4:

$$L_j = 4,8b + 12y_{F,max} = 4,8 \cdot 0,9 + 12 \cdot 0,44 = 9,6\text{м}$$

Коефіцієнт ефективної довжини кореляції:

$$K = 3 \cdot \frac{L_j/b}{\lambda} \cdot \left[1 - \frac{L_j/b}{\lambda} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{L_j/b}{\lambda} \right)^2 \right] = 3 \cdot \frac{9,6/0,9}{53,3} \cdot \left[1 - \frac{9,6/0,9}{53,3} + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{9,6/0,9}{53,3} \right)^2 \right] = 0,48$$

В такому випадку:

$$y_{F,max} = b \frac{1}{St^2} \cdot \frac{1}{S_c} \cdot K \cdot K_w \cdot C_{lat} = 0,9 \cdot \frac{1}{0,11^2} \cdot \frac{1}{10,3} \cdot 0,48 \cdot 0,13 \cdot 1,1 = 0,49\text{м}$$

Навантаження від інерційних сил:

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

$$= 104,37 \cdot (2 \cdot 3,14 \cdot 0,679)^2 \cdot 1 \cdot 0,49 = 0,93 \text{ кН/м}$$

Розрахункова схема зображена на рис. 4.5.3

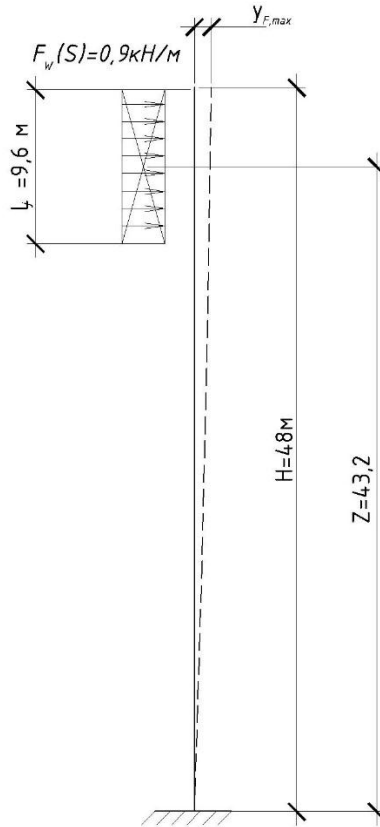


Рис. 4.5.3 Еквівалентна схема розрахунку флагштока висотою 48 м

Момент в опорі від дії вихрового збудження складає:

$$M_w = 9,6 \cdot 0,9 \cdot 43,2 = 373,25 \text{ кНм}$$

Фактично це складає 48,0% від максимального моменту в опорі, отриманого при розрахунках на фронтальний вітер:

$$\frac{M_w}{M} = \frac{373,25}{766,9} = 0,48$$

4.6 Результати розрахунків досліджуваних конструкцій. Аналіз одночасної дії зусиль від фронтального вітру та вихрового збудження. Висновки до розділу.

Результати розрахунків заносимо до таблиці 4.6.

Табл. 4.6. Результати розрахунків досліджуваних конструкцій на фронтальний вітер та вихрове збудження.

Параметр	Розрахована споруда			
	Пілон 11.355 м	Пілон 22 м	Пілон 25,572м	Флагшток 48 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 віхровим збудженням, М _v , кНм	1,404	43,6	75,4	373,25
$\frac{M_v}{M} \cdot 100\%$ в дужках відсоток у порівнюванні до зусиль від фронтального вітру за Єврокодом	3,4(2,9)	19,1(13,4)	18,7(15,6)	48(43,5)

Результати розрахунку дослідних конструкцій показали наступне:

1. Розрахунок конструкцій на фронтальний вітер у програмному комплексі SCAD та за Єврокод показали значні розбіжності. Це пояснюється різними розрахунковими моделями визначення вітрового напору по висоті, різними характеристиками та класифікацією типів місцевості за характером рослинності і забудови а також різними базовими величинами врахування вітрового напору – за нормативним (характеристичним) тиском та максимальною усередненою швидкістю. Також слід зауважити, що Єврокод пропонує в систему розрахункових комбінацій зусиль вводити частковий коефіцієнт $\gamma_Q = 1,3$ та коефіцієнти врахування сполучень тимчасових навантажень $\psi_0 = 0,6$ та $\psi_1 = 0,2$, у той час як згідно ДБН може використовуватися коефіцієнт 0.9 для сполучення двох і більше тимчасових навантажень. За умови відсутності вказівок та чітких методик врахування коефіцієнтів динамічності в ДБН [3] для даного типу споруд їх розраховують як за відміненими з 01.01.2007 старими нормами [2] так і за імplementованим в Україні Єврокод [9], однак із дотриманням умов щодо забезпечення надійності при використанні відповідних коефіцієнтів надійності, при чому старі норми загалом ідентичні ДБН із додатковим врахуванням вимог [109]. Яку систему використовувати, приймає проектувальник згідно власних міркувань під власну відповідальність.
2. Як було доведено в попередньому розділі дисертації, для всіх чотирьох дослідних конструкцій для умов вітрових швидкостей Києва характерний прояв коливань за першою власною частотою і формою при вказаних в табл. 4.6 швидкостях.
3. Як було досліджено в розділі 3 для найменшої конструкції пілона висотою 11.355 може відбуватися до 14 .. 15 млн циклів, що при досить невеликому характеру зусиль (2,5..3,4%) від дії фронтального

вітру не становить жодної загрози щодо розвитку накопичення пластичних деформацій від втоми. У той час як для вищих споруд, де кількість циклів орієнтовно на рік становить від 2.4 до 3.5 млн а рівень зусиль сягає до 19...48% від дії фронтального вітру перевірка на втому і обмеження рівня напружень може стати критичним чинником.

4. Очевидно, що явище вихрового збудження проявляється при дії вітру, швидкість якого дорівнює або перевищує критичну для даної конструкції і амплітуда коливань та зусилля не залежать від швидкості вітру, як це відбувається при дії конструкції на фронтальний вітер. Характер одночасної дії фронтального вітру, при яких система відхиляється за вітром і вертається в вихідне положення обов'язково супроводжується поперечними знакозмінними коливаннями від вихрового збудження, коли верхня точка споруди описує вузький овал, зображено на рис. 4.6.1

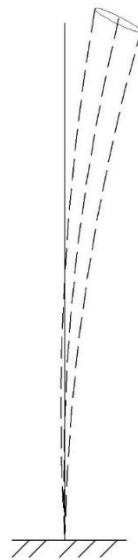


Рис. 4.6.1 Характер коливань споруди при дії фронтального вітру

Внаслідок цього необхідно виконувати розрахунок конструкцій на одночасну дію максимального фронтального вітру та вихрове збудження. Конструкцію необхідно при цьому розраховувати в

пружній стадії роботи. Врахування одночасної дії моменту в основі споруди від вихрового збудження та максимального фронтального моменту слід виконувати за формулою:

$$-\frac{N}{AR_y\gamma_c} + \frac{M_x\gamma_n}{I_{xn}R_y\gamma_c}y \pm \frac{M_y\gamma_n}{I_{yn}R_y\gamma_c}x \leq 1 \quad (4.6.1)$$

Не важко бачити, що багато чого залежить від геометричної форми перерізу. Так для круглих, хрестоподібних перерізів внаслідок розвитку напружень у взаємно перпендикулярних напрямках вплив від одночасної дії моментів не настільки значний, оскільки пік одних напружень знаходиться в нейтральних точках для інших напружень від моменту у перпендикулярному напрямку. Для прямокутних перерізів чи трьох таврів, як для флагштока висотою 48 м, вплив більший. Епюри нормальних напружень для опорного перерізу пілона висотою 25,572 м та флагштока висотою 48 м зображені на рис. 4.6.2 та 4.6.3 відповідно. Для несиметричного відносно двох осей флагштока, розглядається найгірший випадок дії фронтального вітру, як зображено на рис. 4.6.3. Для всіх інших випадків дії вітру під іншим кутом так чи інакше фіксується подібна картина з відносно інших граней та з векторним перерозподілом вітрових зусиль.

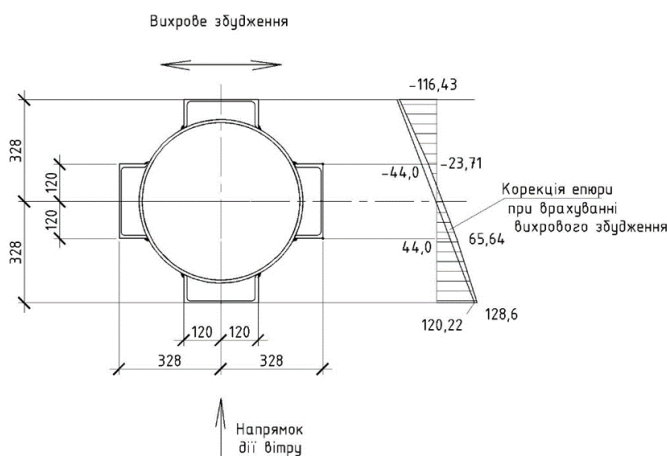


Рис. 4.6.2 Нормальні напруження, МПа в опорному перерізі пілона висотою 25,572 м (епюра для правого боку перерізу)

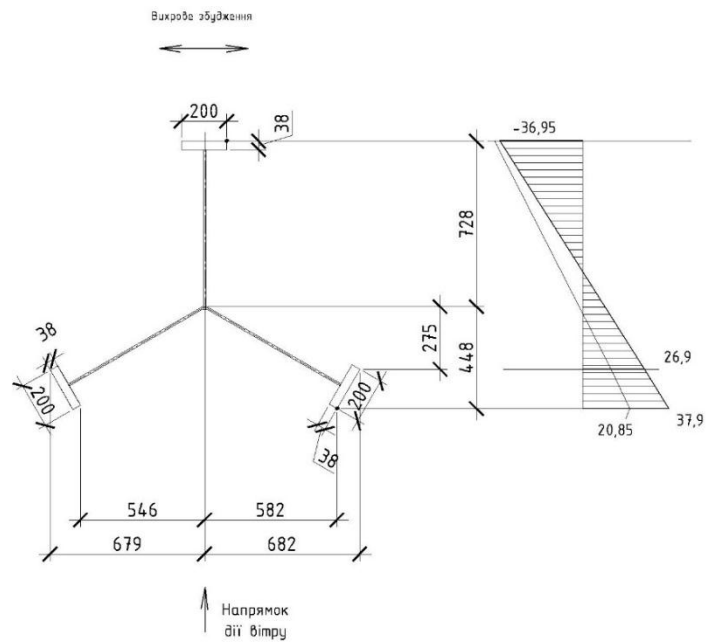


Рис. 4.6.3 Нормальні напруження, МПа в опорному перерізі
флагштока висотою 48 м (епюра для правого боку перерізу)

Так результати розрахунку двох конструкцій із чотирьох досліджуваних конструкцій, а саме пілона «Macdonalds'» висотою 25,572 м та флагштоку висотою 48 вказують на те, що вплив додаткових напружень від вихрового збудження істотно залежить від поперечного перерізу. Так для пілона з перерізом із круглої труби 530x8, підсиленої чотирма швелерами 24 врахування зусиль від вихрового збудження дає збільшення напружень у крайових точках на 7%, у той час як для зварного перерізу флагштока, виконаного з трьох таврів «трилисником» під 120 градусів, дає збільшення напружень в крайових точках на 82%. Дуже низький рівень напружень в системі загалом до 40 МПа, свідчить, що конструкцію проектували в 1964р з великим запасом при відсутності якісної нормативно-методичної бази та прапор ймовірно враховували як умовно жорсткий прямокутний елемент, який повністю сприймає навантаження від вітру, оскільки спеціальних аеродинамічних коефіцієнтів для прапорів не було в тогочасних нормах і нема в сучасному ДБН на відміну від Єврокоду. Однак для конструкцій даного флагштока спостерігається цікавий феномен внаслідок

положення центру ваги відбувається перерозподіл зусиль, що розрахункові напруження в точці А, фактично дорівнюють напруженням в точці Б.

В свою чергу можна стверджувати, що для круглих і багатограних перерізів ситуація з перерозподілом напружень в системі і впливом вихрового збудження буде аналогічна для пілону, що зображено на рис 4.6.2. Найбільший вплив від вихрових збуджень спостерігатиметься для квадратних і близьких до них перерізів (див. рис. 4.6.4) у кутових точках, де σ – напруження від дії фронтального вітру та σ_v – напруження від вихрового збудження.

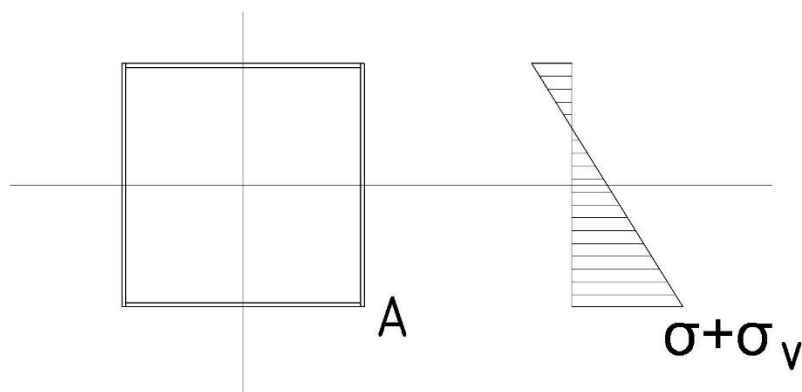


Рис 4.6.4 Нормальні напруження для прямокутного перерізу

Напруження в квадратних та близьких для них перерізів слід перевіряти за формулою:

$$-\frac{N}{AR_y\gamma_c} + \frac{M_x\gamma_n}{W_{xn}R_y\gamma_c} \pm \frac{M_y\gamma_n}{W_{yn}R_y\gamma_c} \leq 1 \quad (4.6.2)$$

Як показали розрахунки досліджуваних конструкцій, рівні напружень в основі можуть бути достатньо не високими внаслідок того, що окрім напружень при конструюванні споруд враховується достатня жорсткість для забезпечення прогинів і переміщень, водночас деталі опорних баз - траверси, зварні шви, анкерні болти як і самі опорні перерізи потребують розрахунків і оцінки на втому.

При проектуванні опорних баз, анкерних болтів доцільно використовувати схеми розташування болтів по колу а самі плити баз та підосви фундаментів робити круглої та близької до неї форми.

Цей фактор особливо може проявлятися в решітчастих каркасах споруд, що мають зовнішню огорожувальну оболонку, яка призводить до дії вітру на них, як на суцільностінчасті споруди. Це характерно зазвичай для монументальних споруд. В елементах решітчастих конструкцій просторових ферм відбувається концентрація зусиль і зусилля необхідно обмежувати межею витривалості.

Додаткові зусилля від вихрового збудження в основі споруди впливають на габарити і вагу фундаменту для забезпечення відсутності відривних зусиль при його проектуванні, оскільки вплив згинального моменту в перпендикулярній площині в основі для споруд висотою понад 20 м буде суттєвим.

Також варто окремо зазначити, що в системі національних норм в зміні №2 до [3] в додатку К прописані вимоги, умови та окремі формули для розрахунків конструкцій на вихрове збудження. Так в п. К.5 пропонується виконувати одночасний розрахунок на вихрове збудження з дією фронтального вітру. При чому тиск від фронтального вітру необхідно визначати за формулою К.6:

$$W_{m,cr,i} = \left[\frac{V_{cr,i}}{V_{max}} \right]^2 W_m$$

Де $V_{max} = 1,28\sqrt{C_h W_m}$ – максимальна швидкість вітру при розрахунковому тиску вітру на заданій висоті та $V_{cr,i}$ – критична швидкість вітру, при якій відбувається вихрове збудження за i -ою власною частотою коливань. Фактичне застосування цієї формули призводить до того, що дія фронтального вітру фактичного обмежується початковою критичною швидкістю, яка, як показали розрахунки досліджуваних конструкцій є значно нижчою за максимальну розрахункову.

Як було доведено нижче, явище вихрового збудження відбувається незалежно від діючої швидкості вітру, яка дорівнює та перевищує критичну. Тому дане розрахункове положення в національних нормах України є хибним і не враховує можливе повне навантаження, коли діє максимальний розрахунковий фронтальний вітер разом з вихровим збудженням. Пропонується

виконати коригування додатку К до [3] шляхом виключення даної формули К.6 з додатку.

РОЗДІЛ 5. Впровадження удосконалених методик розрахунку.

5.1. Вплив зусиль від вихрового збудження на напружено-деформований стан деталей баштових конструкцій

Як було показано вище, в баштових спорудах відбувається коливання від вихрового збудження в напрямку, поперечному до дії вітру, із сталою частотою і амплітудою із знакозмінними напруженнями $\pm\sigma$ із коефіцієнтом асиметрії напружень $\rho = -1$. Одночасно з цим виникають напруження від фронтального вітру та динамічної реакції із напруженнями від 0 до σ із коефіцієнтом $\rho = 0$. Характер перерозподілу зусиль і напружень багато в чому залежить від форми поперечного перерізу і конструкцій вузлів.

Якщо коливання від дії вихрового збудження можна приймати відносно сталими за амплітудою і значенням напружень, то напруження від фронтальної дії вітру з динамічною реакцією носять випадковий характер, який вказаний для 2011р в таблиці 3.2.13. Складність полягає в оцінці істинного розподілу вітрів за швидкістю і тривалістю, тому можуть бути запропоновані два методи оцінки рівня напружень на витривалість.

Перший метод полягає в проведенні ретельних метеоспостережень, визначення істинного розподілу швидкостей і тривалості дії вітрів в часі. Це потребуватиме влаштування вимірювального обладнання для визначення швидкості і напрямку дії вітру в часі. Також істотний вплив матимуть мікрокліматичні умови майданчика, наявність перешкод і т.д. Це вартісні спостереження, які прив'язані до конкретних умов розташування конструкції і не можуть бути екстрапольовані на інші майданчики і місцевості. В такому разі відсікаються всі розрахункові ситуації, коли рівень напружень не перевищує межі витривалості, та здійснюється оцінка тих значень, що виходять за їх межі, кількість циклів яких значно нижча за 10^6 .

Другий запропонований метод носить спрощений консервативний характер і має більші запаси. Він полягає в тому, що напруження від сумарної дії максимального розрахункового фронтального вітру приймаються як амплітудні циклічні. При цьому слід для крайових значень напружень вздовж напрямку дії вітру виконувати розрахунок за коефіцієнтом асиметрії напружень $\rho = 0$, у той час як напруження в середній зоні, де діють пікові напруження від вихрового збудження розраховувати на напруження з коефіцієнтом асиметрії $\rho = -1$ для круглих і близьких для них перерізів. У якості прикладу на рис. 5.1.1 наведена епюра нормальних напружень для досліджуваних пілонів. Так для розрахунків на витривалість для точок А і Г рекомендується враховувати напруження з коефіцієнтом асиметрії $\rho = 0$, у той час як у точках Б і В з коефіцієнтом асиметрії $\rho = -1$. Для прямокутних перерізів необхідно для кутових точок із піковими напруженнями перевіряти напруження по фактичних коефіцієнтах асиметрії, приймаючи напруження від максимального фронтального вітру як амплітудні.

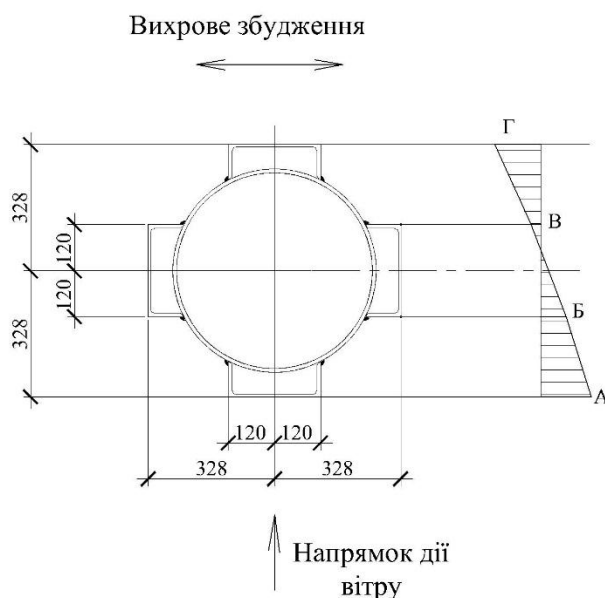


Рис. 5.1.1 Епюра нормальних напружень для пілонів із характерними точками

Використовуючи ці принципи необхідно розраховувати на витривалість із встановленням необхідних відповідних обмежень:

- Рівень напружень в основному перерізі конструкції;
- Рівень напружень в зварних швах бази конструкції;
- Рівень напружень в анкерних болтах.

Якщо в опорних перерізах елементів, як було зазначено вище внаслідок розрахункових обмежень за другим граничним станом, рівень напружень може бути достатньо не високим, у той час як в зварні шви та анкерні болти потребують пильної уваги.

5.2. Критерії розрахунків на витривалість та оцінка витривалості за ДБН. Аналіз впливу рівня напружень в елементах конструкцій на витривалість

Згідно національних норм України [110] розрахунок на втому конструкцій виконується за формулою:

$$\gamma_n a_T < 1 \quad (5.2.1)$$

Де a_T - накопичене пошкодження від втоми за строк експлуатації T

Кожний i -ий цикл визначається:

- Середнім значенням циклічних напружень з амплітудою $\sigma_{a,i}$ що виникають у розрахунковому перерізі $2\sigma_{a,i} = \sigma_{max,i} - \sigma_{min,i}$
- Мінімальним $\sigma_{min,i}$ та максимальним $\sigma_{max,i}$ рівнями напружень в розрахунковому перерізі;
- Коефіцієнтом асиметрії напружень $\rho_i = \frac{\sigma_{min,i}}{\sigma_{max,i}}$
- Кількістю циклів напружень n_i

Накопичене пошкодження від втоми визначається як:

$$a_T = \sum_{i=1}^J \frac{n_i}{N_i} \quad (5.2.2)$$

Де J – кількість типових циклів

N_i - гранично-допустима кількість циклів при напруженнях з амплітудою $\sigma_{a,i}$, які обчислюються за формулою:

$$N_j = \frac{A_\rho \cdot 10^3}{\ln \left[\frac{2\sigma_{a,i}}{(1-\rho_i)R_{vi}} \right]} - B_\delta \cdot 10^3 \quad (5.2.3)$$

A_ρ, B_ρ – табличні параметри

$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2-d_n(1+\rho_i)} \left(1 - 1,63 \frac{s_{\sigma-1}}{\sigma_{-1}} \right)$ – межа витривалості для груп елементів. У випадку якщо при фактичному рівні середніх напружень $\sigma_{a,i}$ відповідає нерівності:

$$2\sigma_{a,i}/(1 - \rho_i) < R_{vi} \quad (5.2.4)$$

Такі напруження не враховується, а у випадку коли це однакові напруження для кожного коливального циклу, то втома як розрахунковий фактор не розглядається.

Всі розрахункові ситуації залежно від типу і характеру конструкцій розділені на сім груп.

Основні конструкції і деталі вузлів баштових споруд відносяться до наступних груп:

- Основний переріз – група 1 для перерізу з прокатними кромками, 2 – для складеного перерізу з обрізними кромками;
- Флангові зварні шви траверс – 6б
- Шви кріплення траверс до бази – 5б
- Анкерні болти – 1

Всі розрахункові характеристики приймаються з додатків Т1, Т2, Т3, Т4 [110]

Для розрахунку суцільного перерізу споруди на вітрові коливання $\rho_i = -1$

A_ρ, B_ρ – приймаються за таблицею 5.2.1

Таблиця 5.2.1 Параметри A_ρ , B_ρ для різних розрахункових ситуацій при симетричних знакозмінних циклах при $\rho_i = -1$ (з таблиці Т.2 ДБН)

Група елемента	Характеристичний опір сталі, кПа	A_ρ	B_ρ
1	$235 \leq R_{yn} \leq 290$	270	440
	$325 \leq R_{yn} \leq 500$	375	465
	$590 \leq R_{yn} \leq 620$	350	465
2	$235 \leq R_{yn} \leq 290$	280	400
	$325 \leq R_{yn} \leq 500$	400	415
	$590 \leq R_{yn} \leq 620$	445	465
56	$235 \leq R_{yn} \leq 290$	525	560
	$325 \leq R_{yn} \leq 500$	555	535
	$590 \leq R_{yn} \leq 620$	615	500
66	$235 \leq R_{yn} \leq 290$	890	565
	$325 \leq R_{yn} \leq 500$	895	565
	$590 \leq R_{yn} \leq 620$	900	560

Таблиця 5.2.2 Параметри A_ρ , B_ρ для різних розрахункових ситуацій при симетричних знакозмінних циклах при $\rho_i = 0$ (з таблиці Т2 [96])

Група елемента	Характеристичний опір сталі, кПа	A_ρ	B_ρ
1	$235 \leq R_{yn} \leq 290$	110	230
	$325 \leq R_{yn} \leq 500$	205	380
	$590 \leq R_{yn} \leq 620$	220	400
2	$235 \leq R_{yn} \leq 290$	185	355
	$325 \leq R_{yn} \leq 500$	400	415
	$590 \leq R_{yn} \leq 620$	360	435

56	$235 \leq R_{yn} \leq 290$	525	560
	$325 \leq R_{yn} \leq 500$	555	535
	$590 \leq R_{yn} \leq 620$	615	500
66	$235 \leq R_{yn} \leq 290$	410	565
	$325 \leq R_{yn} \leq 500$	450	475
	$590 \leq R_{yn} \leq 620$	500	408

Таблиця 5.2.3 Параметри для визначення границь витривалості

Група	Значення σ_{-1} для сталей з R_{yn} МПА			Значення d_n для сталей з R_y МПА		
	$235 \leq R_{yn} \leq 290$	$325 \leq R_{yn} \leq 500$	$590 \leq R_{yn} \leq 620$	$235 \leq R_{yn} \leq 290$	$325 \leq R_{yn} \leq 500$	$590 \leq R_{yn} \leq 620$
1	122	140	180	0,88	0,90	0,76
2	110	120	135	0,95	0,98	0,87
56	62	62	62	0,88	0,88	0,88
66	58	58	58	0,8	0,8	0,8

Таблиця 5.2.4 Характеристичні значення середнього квадратичного відхилення $S_{\sigma-1}$ границі витривалості при $\sigma_{зал} \leq 0,5\sigma_t$:

$S_{\sigma-1}$ за групами елементів			
1	2	56	66
35	28	12	9

Найкращим показником аналізу витривалості конструкцій та їх деталей буде визначення доустимої кількості циклів залежно від рівня напружень в основних елементах. Розрахунки за формулою () представлені у таблицях 5.2.4...5.2.27 співставлення щодо орієнтовних термінів експлуатації прийняті з оціненої кількості циклів для споруд пілонів висотою

Таблиця 5.2.4. 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 $\rho = -1$

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			
Межа витривалості	$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2-d_n(1+\rho_i)}\left(1 - 1,63\frac{S_{\sigma-1}}{\sigma_{-1}}\right) = \frac{2\cdot122}{2-0,88(1-1)}\left(1 - 1,63\frac{35}{122}\right) = 64,95\text{МПа}$							

Таблиця 5.2.5 Розрахункова кількість циклів до накопичення втоми для основного перерізу баштової споруди (група 1) зі сталі сталі $325 \leq R_{yn} \leq 500$ при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = -1$

Напруження, МПа	83	84	86	88	90	100	110	120
Кількість циклів	621847481	29347107	9920142	5880307	4132185	1541075	863645	550562
Приблизний термін експлуатації до накопичення втоми	172 роки	8 років	2,5 роки	1,5 роки	Менше одного року			
Межа витривалості	$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2-d_n(1+\rho_i)}\left(1 - 1,63\frac{S_{\sigma-1}}{\sigma_{-1}}\right) = \frac{2\cdot 180}{2-0,9(1-1)}\left(1 - 1,63\frac{35}{180}\right) = 82,95\text{МПа}$							

Таблиця 5.2.6. Розрахункова кількість циклів до накопичення втоми для основного перерізу баштової споруди (група 1) зі сталі сталі $590 \leq R_{yn} \leq 620$ при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = -1$

Напруження, МПа	123	125	127	130	140	150	160	170
Кількість циклів	85459881	16859411	9236726	5424934	2156106	1263188	845553	603091
Приблизний термін експлуатації до накопичення втоми	22 роки	4,5 років	2,4 роки	1,3 роки	Менше одного року			
Межа витривалості	$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2 - d_n(1 + \rho_i)} \left(1 - 1,63 \frac{S_{\sigma-1}}{\sigma_{-1}}\right) = \frac{2 \cdot 180}{2 - 0,76(1 - 1)} \left(1 - 1,63 \frac{35}{180}\right) = 122,95 \text{ МПа}$							

Таблиця 5.2.7. Розрахункова кількість циклів до накопичення втоми для основного перерізу баштової споруди зі сталі сталі $235 \leq R_{yn} \leq 290$ зі складеним перерізом з обрізними кромками (група 2) при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = -1$

Напруження, МПа	65	66	67	68	69	70	80	90
Кількість циклів	27897269	10727706	6565123	4689486	3622169	2933217	887153	435030
Приблизний термін експлуатації до накопичення втоми	7 років	2,5 років	2,4 роки	1,2 роки	Менше одного року			
Межа витривалості	$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2-d_n(1+\rho_i)} \left(1 - 1,63 \frac{S_{\sigma-1}}{\sigma_{-1}}\right) = \frac{2 \cdot 110}{2-0,95(1-1)} \left(1 - 1,63 \frac{28}{110}\right) = 64,36 \text{ МПа}$							

Таблиця 5.2.8. Розрахункова кількість циклів до накопичення втоми для основного перерізу баштової споруди зі сталі сталі $325 \leq R_{yn} \leq 500$ зі складеним перерізом з обрізними кромками (група 2) при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = -1$

Напруження, МПа	75	77	79	80	85	90	80	90
Кількість циклів	46259714	11050504	6193327	5056322	2576032	1680431	5056322	1680431
Приблизний термін експлуатації до накопичення втоми	12 років	3 роки	2,4 роки	1,3 роки	Менше одного року			
Межа витривалості	$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2 - d_n(1 + \rho_i)} \left(1 - 1,63 \frac{S_{\sigma-1}}{\sigma_{-1}}\right) = \frac{2 \cdot 120}{2 - 0,98(1 - 1)} \left(1 - 1,63 \frac{28}{120}\right) = 74,36 \text{МПа}$							

Таблиця 5.2.9. Розрахункова кількість циклів до накопичення втоми для основного перерізу баштової споруди зі сталі сталі $590 \leq R_{yn} \leq 620$ зі складеним перерізом з обрізними кромками (група 2) при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = -1$

Напруження, МПа	90	92	94	96	98	100	105	110
Кількість циклів	61890360	14818996	8325709	5743577	4356532	3490660	2294053	1676408
Приблизний термін експлуатації до накопичення втоми	16 років	3,5 роки	2,0 роки	1,5 років	1.1 року	Менше одного року		
Межа витривалості	$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2-d_n(1+\rho_i)}\left(1 - 1,63\frac{S\sigma_{-1}}{\sigma_{-1}}\right) = \frac{2\cdot135}{2-0,87(1-1)}\left(1 - 1,63\frac{28}{135}\right) = 89,36\text{МПа}$							

Таблиця 5.2.10. Розрахункова кількість циклів до накопичення втоми для зварних швів в конструкціях зі сталі сталі $235 \leq R_{yn} \leq 290$ (група 5б) при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = -1$

Напруження, МПа	43	45	48	50	55	60	65	70
Кількість циклів	41411542	8845284	3922560	2810056	1576571	1043433	745183	554112
Приблизний термін експлуатації до накопичення втоми	10 років	2 роки	1 рік	Менше одного року				
Межа витривалості	$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2-d_n(1+\rho_i)}\left(1 - 1,63\frac{S_{\sigma_{-1}}}{\sigma_{-1}}\right) = \frac{2\cdot 62}{2-0,88(1-1)}\left(1 - 1,63\frac{12}{62}\right) = 42,44\text{МПа}$							

Таблиця 5.2.11. Розрахункова кількість циклів до накопичення втоми для зварних швів в конструкціях зі сталі сталі $325 \leq R_{yn} \leq 590$ (група 5б) при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = -1$

Напруження, МПа	43	45	48	50	55	60	65	70
Кількість циклів	44101504	9462848	4226860	3043560	1731580	1164515	847286	644056
Приблизний термін експлуатації до накопичення втоми	11 років	2 роки	1 рік	Менше одного року				
Межа витривалості	$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2-d_n(1+\rho_l)}\left(1-1,63\frac{S_{\sigma-1}}{\sigma_{-1}}\right) = \frac{2\cdot 62}{2-0,88(1-1)}\left(1-1,63\frac{12}{62}\right) = 42,44\text{МПа}$							

Таблиця 5.2.12. Розрахункова кількість циклів до накопичення втоми для зварних швів в конструкціях зі сталі сталі $590 \leq R_{yn} \leq 620$ (група 5б) при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = -1$

Напруження, МПа	43	45	48	50	55	60	65	70
Кількість циклів	48322158	10426876	4698616	3404065	1968737	1348358	1001304	778967
Приблизний термін експлуатації до накопичення втоми	12,5 років	2,5 роки	1 рік	Менше одного року				
Межа витривалості	$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2 - d_n(1 + \rho_i)} \left(1 - 1,63 \frac{S_{\sigma-1}}{\sigma_{-1}}\right) = \frac{2 \cdot 62}{2 - 0,88(1 - 1)} \left(1 - 1,63 \frac{12}{62}\right) = 42,44 \text{ МПа}$							

Таблиця 5.2.13. Розрахункова кількість циклів до накопичення втоми для зварних флангових швів в конструкціях зі сталі сталі $235 \leq R_{yn} \leq 290$ (група 6б) при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = -1$

Напруження, МПа	45	48	50	60	70	80	90	100
Кількість циклів	31563206	5599748	3552991	1150818	615711	378056	242824	155037
Приблизний термін експлуатації до накопичення втоми	8 років	1,5 роки	Менше одного року					
Межа витривалості	$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2-d_n(1+\rho_i)} \left(1 - 1,63 \frac{S_{\sigma-1}}{\sigma_{-1}}\right) = \frac{2 \cdot 58}{2-0,8(1-1)} \left(1 - 1,63 \frac{9}{58}\right) = 43,33 \text{ МПа}$							

Таблиця 5.2.14. Розрахункова кількість циклів до накопичення втоми для зварних флангових швів в конструкціях зі сталі сталі $325 \leq R_{yn} \leq 500$ (група 6б) при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = -1$

Напруження, МПа	45	48	50	60	70	80	90	100
Кількість циклів	34563038	6165506	3926865	1299488	714215	454280	306370	210353
Приблизний термін експлуатації до накопичення втоми	9 років	1,5 роки	1 рік	Менше одного року				
Межа витривалості	$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2 - d_n(1 + \rho_i)} \left(1 - 1,63 \frac{S_{\sigma-1}}{\sigma_{-1}}\right) = \frac{2 \cdot 58}{2 - 0,8(1 - 1)} \left(1 - 1,63 \frac{9}{58}\right) = 43,33 \text{МПа}$							

Таблиця 5.2.15. Розрахункова кількість циклів до накопичення втоми для зварних флангових швів в конструкціях зі сталі сталі $590 \leq R_{yn} \leq 620$ (група 6б) при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = -1$

Напруження, МПа	45	48	50	60	70	80	90	100
Кількість циклів	37259555	6698401	4289198	1461640	831774	552035	392856	289523
Приблизний термін експлуатації до накопичення втоми	10 років	1,7 роки	1 рік	Менше одного року				
Межа витривалості	$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2-d_n(1+\rho_i)}\left(1-1,63\frac{S_{\sigma-1}}{\sigma_{-1}}\right) = \frac{2\cdot 58}{2-0,8(1-1)}\left(1-1,63\frac{9}{58}\right) = 43,33\text{МПа}$							

Таблиця 5.2.16. Розрахункова кількість циклів до накопичення втоми анкерних болтів та перерізу з прокатними кромками зі сталі $235 \leq R_{yn} \leq 290$ (група 1) при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = 0$

Напруження, МПа	118	124	130	136	140	144	150	156
Кількість циклів	6204843	1419389	735384	461543	354944	278734	197940	141288
Приблизний термін експлуатації до накопичення втоми	1,5 років	Менше одного року						
Межа витривалості	$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2 - d_n(1 + \rho_i)} \left(1 - 1,63 \frac{S_{\sigma-1}}{\sigma_{-1}}\right) = \frac{2 \cdot 122}{2 - 0,88(1 + 0)} \left(1 - 1,63 \frac{35}{122}\right) = 116,0 \text{ МПа}$							

Таблиця 5.2.17. Розрахункова кількість циклів до накопичення втоми анкерних болтів та перерізу з прокатними кромками зі сталі $325 \leq R_{yn} \leq 500$ (група 1) при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = 0$

Напруження, МПа	152	156	160	164	170	174	180	184
Кількість циклів	25484031	141288	112057	87665	57801	41293	20360	8433
Приблизний термін експлуатації до накопичення втоми	5,5 років	Менше одного року						
Межа витривалості	$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2 - d_n(1 + \rho_i)} \left(1 - 1,63 \frac{S_{\sigma-1}}{\sigma_{-1}}\right) = \frac{2 \cdot 140}{2 - 0,9(1 + 0)} \left(1 - 1,63 \frac{35}{140}\right) = 150,8 \text{МПа}$							

Таблиця 5.2.18. Розрахункова кількість циклів до накопичення втоми анкерних болтів та перерізу з прокатними кромками зі сталі $590 \leq R_{yn} \leq 620$ (група 1) при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = 0$

Напруження, МПа	200	204	210	216	220	224	230	236
Кількість циклів	25372196	7363165	3437667	2173179	1718511	1405276	1083497	863999
Приблизний термін експлуатації до накопичення втоми	5,8 років	1,7 років	Менше одного року					
Межа витривалості	$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2 - d_n(1 + \rho_i)} \left(1 - 1,63 \frac{S_{\sigma-1}}{\sigma_{-1}}\right) = \frac{2 \cdot 180}{2 - 0,76(1 + 0)} \left(1 - 1,63 \frac{35}{180}\right) = 198,3\text{МПа}$							

Таблиця 5.2.19. Розрахункова кількість циклів до накопичення втоми перерізу з обрізними кромками зі сталі $235 \leq R_{yn} \leq 290$ (група 2) при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = 0$

Напруження, МПа	122,8	123	124	125	130	135	140	145
Кількість циклів	75299129	45082437	14865646	8822189	2778251	1569002	1050442	762124
Межа витривалості	$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2 - d_n(1 + \rho_i)} \left(1 - 1,63 \frac{S_{\sigma-1}}{\sigma_{-1}} \right) = \frac{2 \cdot 110}{2 - 0,95(1 + 0)} \left(1 - 1,63 \frac{28}{110} \right) = 122,5 \text{ МПа}$							

Таблиця 5.2.20. Розрахункова кількість циклів до накопичення втоми перерізу з обрізними кромками зі сталі $325 \leq R_{yn} \leq 500$ (група 2) при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = 0$

Напруження, МПа	146	148	150	152	155	158	160	162
Кількість циклів	171057473	15316298	7899801	5267975	3465541	2549369	2153568	1855437
Межа витривалості	$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2 - d_n(1 + \rho_i)} \left(1 - 1,63 \frac{S_{\sigma-1}}{\sigma_{-1}} \right) = \frac{2 \cdot 120}{2 - 0,98(1 + 0)} \left(1 - 1,63 \frac{28}{120} \right) = 145,8 \text{ МПа}$							

Таблиця 5.2.21. Розрахункова кількість циклів до накопичення втоми перерізу з обрізними кромками зі сталі $590 \leq R_{yn} \leq 620$ (група 2) при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = 0$

Напруження, МПа	159	160	165	170	175	180	185	190
Кількість циклів	89493559	39506515	10101345	5614857	3798257	2814487	2197427	1774112
Межа витривалості	$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2 - d_n(1 + \rho_i)} \left(1 - 1,63 \frac{S_{\sigma-1}}{\sigma_{-1}} \right) = \frac{2 \cdot 135}{2 - 0,87(1 + 0)} \left(1 - 1,63 \frac{28}{135} \right) = 158,2 \text{ МПа}$							

Таблиця 5.2.22. Розрахункова кількість циклів до накопичення втоми для зварних швів в конструкціях зі сталі сталі $235 \leq R_{yn} \leq 290$ (група 5б) при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = 0$

Напруження, МПа	77,8	80	85	90	95	100	105	110
Кількість циклів	19396646	9127736	4012500	2492765	1762572	1333012	1049808	848844
Межа витривалості	$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2 - d_n(1 + \rho_i)} \left(1 - 1,63 \frac{S_{\sigma-1}}{\sigma_{-1}} \right) = \frac{2 \cdot 62}{2 - 0,88(1 + 0)} \left(1 - 1,63 \frac{12}{62} \right) = 75,78 \text{ МПа}$							

Таблиця 5.2.23. Розрахункова кількість циклів до накопичення втоми для зварних швів в конструкціях зі сталі сталі $325 \leq R_{yn} \leq 500$ (група 5б) при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = 0$

Напруження, МПа	77,8	80	85	90	95	100	105	110
Кількість циклів	20562026	9706321	4298785	2692208	1920291	1466184	1166797	954349
Межа витривалості	$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2 - d_n(1 + \rho_i)} \left(1 - 1,63 \frac{S_{\sigma-1}}{\sigma_{-1}} \right) = \frac{2 \cdot 62}{2 - 0,88(1 + 0)} \left(1 - 1,63 \frac{12}{62} \right) = 75,78 \text{ МПа}$							

Таблиця 5.2.24. Розрахункова кількість циклів до накопичення втоми для зварних швів в конструкціях зі сталі сталі $590 \leq R_{yn} \leq 620$ (група 5б) при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = 0$

Напруження, МПа	77,8	80	85	90	95	100	105	110
Кількість циклів	22877785	10848491	4856357	3076096	2220727	1717529	1385775	1150360
Межа витривалості	$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2 - d_n(1 + \rho_i)} \left(1 - 1,63 \frac{S_{\sigma-1}}{\sigma_{-1}} \right) = \frac{2 \cdot 62}{2 - 0,88(1 + 0)} \left(1 - 1,63 \frac{12}{62} \right) = 75,78 \text{ МПа}$							

Таблиця 5.2.25. Розрахункова кількість циклів до накопичення втоми для зварних флангових швів в конструкціях зі сталі сталі $235 \leq R_{yn} \leq 290$ (група 6б) при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = 0$

Напруження, МПа	75	80	85	90	95	100	105	110
Кількість циклів	10320210	3507027	2019216	1366681	999723	764246	600139	479099
Межа витривалості	$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2 - d_n(1 + \rho_i)} \left(1 - 1,63 \frac{S_{\sigma-1}}{\sigma_{-1}} \right) = \frac{2 \cdot 58}{2 - 0,8(1 + 0)} \left(1 - 1,63 \frac{9}{58} \right) = 72,21 \text{ МПа}$							

Таблиця 5.2.26. Розрахункова кількість циклів до накопичення втоми для зварних флангових швів в конструкціях зі сталі сталі $325 \leq R_{yn} \leq 500$ (група 6б) при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = 0$

Напруження, МПа	75	80	85	90	95	100	105	110
Кількість циклів	11395353	3917468	2284505	1568308	1165549	907099	726981	594133
Межа витривалості	$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2 - d_n(1 + \rho_i)} \left(1 - 1,63 \frac{S_{\sigma-1}}{\sigma_{-1}} \right) = \frac{2 \cdot 58}{2 - 0,8(1 + 0)} \left(1 - 1,63 \frac{9}{58} \right) = 72,21 \text{ МПа}$							

Таблиця 5.2.27. Розрахункова кількість циклів до накопичення втоми для зварних флангових швів в конструкціях зі сталі сталі $590 \leq R_{yn} \leq 620$ (група 6б) при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = 0$

Напруження, МПа	75	80	85	90	95	100	105	110
Кількість циклів	12781281	4472520	2658117	1862342	1414833	1127666	927535	779925
Межа витривалості	$R_{vi} = \frac{2\sigma_{-1}}{2 - d_n(1 + \rho_i)} \left(1 - 1,63 \frac{S_{\sigma-1}}{\sigma_{-1}} \right) = \frac{2 \cdot 58}{2 - 0,8(1 + 0)} \left(1 - 1,63 \frac{9}{58} \right) = 72,21 \text{ МПа}$							

За розрахунками, наведеними в таблицях 5.2.4..5.2.27 впливає, що при вже незначному перевищенні напружень в елементах конструкцій вище за межу витривалості R_{vi} спостерігається істотне кратне зниження циклів, при яких

забезпечена витривалість конструкції. Так для циклів витривалості при коефіцієнті асиметрії напружень $\rho = -1$, що відповідає умовам циклічних коливань від вихрового збудження, в таблицях на основі досліджень, викладених в розділі 3, вказана витривалість в роках при орієнтовній кількості коливальних циклів близько 4 млн на рік. Аналогічне показано для анкерних болтів при коефіцієнті асиметрії $\rho = 0$, оскільки в болтах під час циклу спостерігається розвиток амплітудних зусиль розтягу та падає напруження до нуля в протилежному значенні, оскільки стиск передається на фундамент через плиту бази.

Для динамічних реакцій при фронтальній дії коефіцієнт асиметрії напружень становить $\rho = 0$, при цьому межа витривалості приймається більша. Але оцінка кількості циклів у прив'язці до терміну експлуатації споруди при перевищенні напруженнями межі витривалості ускладнюються тим, що практично неможливо оцінити тривалість дії напружень і кількість циклів при екстремальних швидкостях вітру, наприклад понад 15 м/с (див висновки до розділу 3). Таким чином для забезпечення витривалості необхідно при розрахунках конструкцій встановлювати обмеження напружень до межі витривалості. Розраховані параметри для меж витривалості наведені в таблиці 5.2.28

Таблиця 5.2.28. Межі витривалості для різних груп конструкцій при різних марках сталей при коефіцієнтах асиметрії напружень $\rho = -1$, $\rho = 0$

Група конструкцій	$\rho = -1$			$\rho = 0$		
	$235 \leq R_{yn}$ ≤ 290	$325 \leq R_{yn}$ ≤ 500	$590 \leq R_{yn}$ ≤ 620	$235 \leq R_{yn}$ ≤ 290	$325 \leq R_{yn}$ ≤ 500	$590 \leq R_{yn}$ ≤ 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

5.3 Визначення межі витривалості за Єврокод

В єврокод [111] межі витривалості визначаються за кривими витривалості за рис. 7.1 (наведений на рис.5.3). Як було визначено раніше, для досліджуваних відбувається від 2.6 до 14.4 млн коливальних циклів на рік. Якщо прийметься термін служби 10 років, то кількість циклів приймається 10^7 , при збільшенні до 50 і вище років порядок кількості циклів 10^8 . Тому можна стверджувати, що для забезпечення надійності за [111] залежно від встановленого терміну експлуатації криві слід приймати в діапазоні порядку кількості циклів від 10^7 до 10^8 або до межі пошкодження (позиція 3 на рисунку)

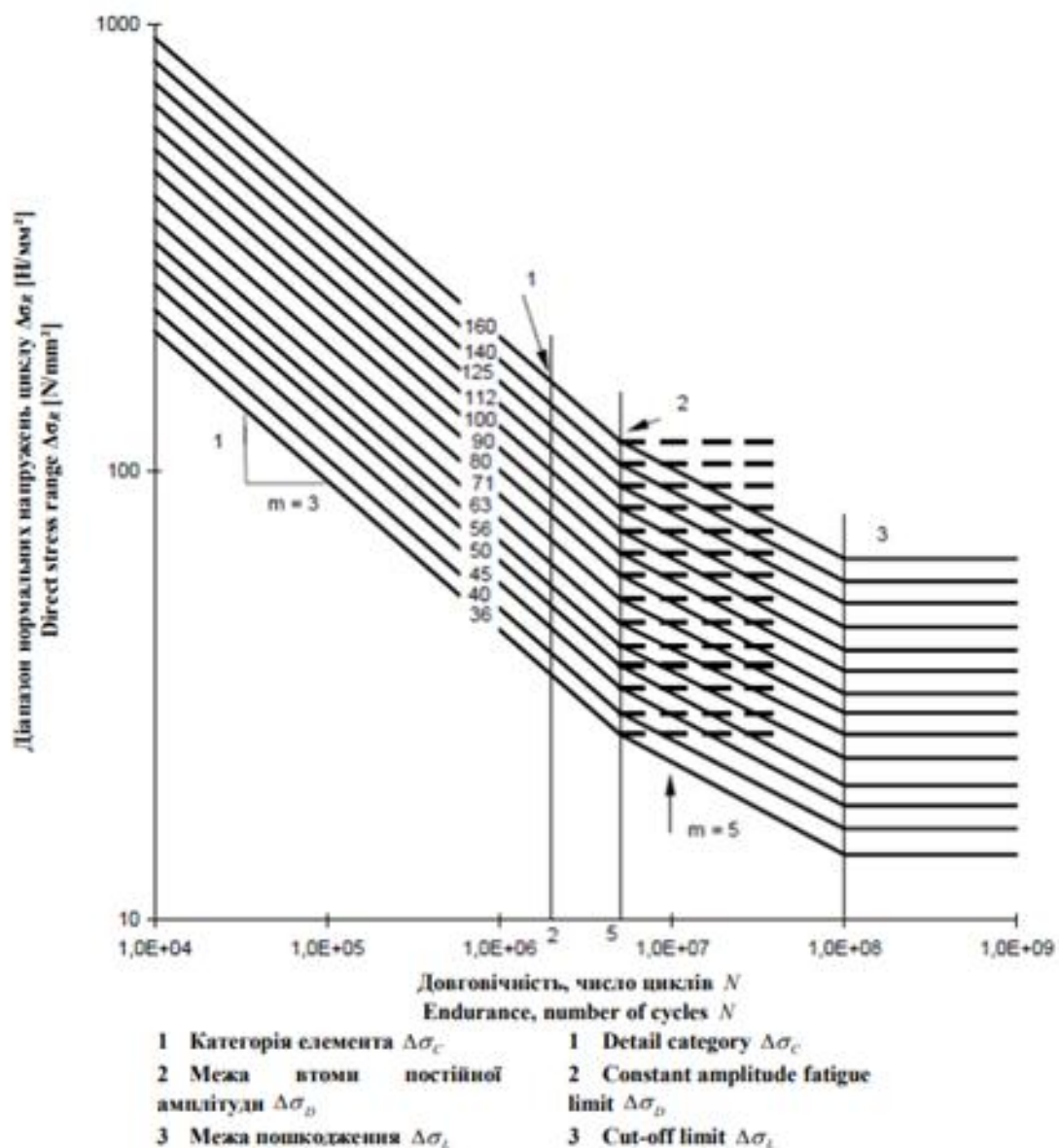


Рис. 5.3 Графік кривих витривалості за ДСТУ-Н Б EN 1993-1-9:2012 [96]

5.4 Висновки до розділу

До розділу 5 можна зробити наступні висновки:

1. Всі баштові споруди слід розраховувати і проектувати з врахуванням межі витривалості для елементів конструкцій і деталей. Межа витривалості за ДБН для різних груп конструкцій наведена в табл.5.2.28. Для Єврокод межа витривалості приймається за графіком кривих витривалості, наведених на рис. 5.3 в діапазоні порядку кількості циклів від 10^7 до 10^8 або до межі пошкодження;
2. Слід глобально розглядати дві зони при розгляді умовного поперечного перерізу споруди та вузлів – де переважаючими є напруження від дії фронтального вітру, та зону, де діють напруження від дії вихрового збудження. В першому випадку приймається межа витривалості з коефіцієнтом асиметрії напружень 0, в другому випадку 1. Для анкерних болтів коефіцієнт асиметрії завжди приймається 0, оскільки зусилля стиску в системі передається через опорну плиту бази;
3. Аналіз потенціального перевищення рівня напружень (див. табл. 5.2.4 – 5.2.27) вказує на те, що перевищення напруження на 5% може знизити термін експлуатації споруд від закладених проектом років до лічених місяців;
4. Попри встановлені жорсткі обмеження межею витривалості рівень напружень в досліджуваних баштових спорудах, які не розраховувалися при проектуванні на дію лише фронтального вітру, знаходиться в допустимих межах, або в таких, що відповідають оцінці максимальної величини діючих вітрів протягом року (див. розділ 3). Також низький рівень напружень та їх розподіл в деталях опорних вузлів пояснюється тим, що баштові споруди суцільного перерізу проектуються із врахуванням горизонтальних переміщень від дії вітру за умов жорсткості.

Особливої уваги в цьому аспекті потребують решітчасті споруди, що мають суцільну оболонку, оскільки в саме у елементах і вузлах таких споруд відбувається концентрація зусиль.

ВИСНОВКИ

В результаті виконання дисертаційної роботи були отримані наступні результати:

1. Виконаний аналіз теорії розрахунку будівель і споруд на вітрові навантаження згідно відмінених в Україні в 2007р норм 1985р, діючого ДБН та Єврокод. В ДБН фактично відсутня методика і положення для динамічного розрахунку споруд діаметром чи шириною до 1 м і висотою понад 12 м та міститься посилання на виконання спеціального динамічного розрахунку, затверджена методика якого фактично відсутня. Тому в реальній практиці проектувальниками в Україні застосовуються алгоритми розрахунку на пульсаційну складову відмінених у 2007 старих норм 1985р, які закладені до програмних комплексів “SCAD” і “Ліра”. Порівняльний розрахунок досліджуваних в дисертації споруд за алгоритмами “SCAD” та Єврокод показав, що має місце велика різниця в результатах розрахунків до 45%. Отримані дані не підлягають чіткій оцінці, внаслідок того, що різні системи базуються на застосуванні різного математичного апарату і реалізованих різних базових положень. Національні норми та Єврокод являють собою різні цілісні збалансовані системи, тому розраховувати та проектувати споруди треба виключно за системою ДБН або Єврокод. Розрахунок досліджуваних споруд на вихрове збудження був виконаний за резонансним методом, що реалізований в Єврокод. При цьому прийнятий сам метод як такий без врахування можливих коефіцієнтів надійності за ДБН, або Єврокод, оскільки результати розрахунку залежать від власної частоти коливань та

розподілу мас в баштовій споруд, розрахункової амплітуди автоколивань споруди під час прояву вихрового збудження. Розрахунок на вихрове збудження не залежить від особливостей національних норм. При наявних методиках і поясненнях з додатку К до ДБН Навантаження і впливи даний метод, якій більш детально розвинений та описаний в Єврокод, може бути застосований при розрахунках за ДБН.

2. Проведений розрахунок чотирьох реалізованих на практиці баштових споруд з висотою від 11.35 до 48 м , що були збудовані з 1964 по 2021р з метою визначення впливу на них вихрового збудження для умов кліматичної зони міста Києва. Так були в програмному комплексі “SCAD” визначені їх власні частоти коливань по перших трьох формах, виявлені їх критичні швидкості, які показали, що вихрове збудження викликає коливання за першою власною формою коливань вже при помірних вітрах від 3,42 до 5,86 м/с при максимальних швидкостях для даного регіону 20..25м/с. Для даної форми коливань характерні коливання з відносно не високими зусиллями і не визначальними за міцністю, однак з високою кількістю коливальних циклів. Для споруди флагштоку висотою 48 м було виявлено, що при швидкості вітру 17,1 м/с може проявлятися вихрове збудження за другою формою власних коливань, що може призводити до прояву зусиль більших за зусилля від динамічної реакції на дію фронтального вітру.
3. Були визначені зусилля від вихрового збудження за першою власною частотою коливань в досліджуваних конструкціях, які були у відсотках порівняні із зусиллями від фронтального вітру. Вплив вихрового збудження нелінійно зростає і становить від 3% для найменшої споруди до 48% для найвищої з досліджуваних споруд. В цих розрахунках величина зусиль як від вихрового збудження так і фронтального вітру залежить від частотних характеристик системи, висоти, маси, яка в свою чергу залежить від жорсткості.

4. Проведена оцінка кількості коливальних циклів для споруд протягом одного року за стенограмою архіву погоди в місті Києві в довільно обраний 2011 р. Для досліджуваних конструкцій виявлено, що за рік може відбуватися від 2.6 до 14.4 млн коливальних циклів. Ці цифри вказують на те, що при проектуванні баштових споруд необхідно враховувати обмеження напружень за межею витривалості.
5. Визначні ефективні поперечні перерізи баштових споруд суцільного перерізу та їх частин. Так ефективними з точки зору впливу вихрового збудження круглі та близькі до них перерізи. В таких перерізах пікові напруження для зусиль від силового фактору відносно однієї площини припадають на нейтральну зону для зусиль відносно іншої перпендикулярної площини. В прямокутних і близьких до них перерізах в кутових точках відбувається додавання зусиль від фронтального вітру та вихрового збудження. Стосовно опорних вузлів ефективним є кругове розташування анкерних болтів. Зусилля від вихрового збудження необхідно враховувати при розрахунку основ і фундаментів, особливо коли фундаменти мають квадратну форму в плані
6. Розроблена методика врахування факторів і напружень межі витривалості для основних груп конструкцій: основного перерізу з прокатними кромками, зварних швів та анкерних болтів. Були розраховані напруження межі витривалості для різних груп конструкцій та кількість циклів витривалості для знакозмінних коливань для різного рівня напружень. Так перевищення рівня напружень вище межі витривалості на відносно незначні 5% може знижувати термін експлуатації споруд від умовно необмеженого до лічених років та місяців, що робить вплив даного фактору суттєвим. Також встановлені параметри розрахунків на витривалість виходячи з кількості коливальних циклів в спорудах за Єврокод
7. Запропонована практична консервативна розрахункова модель баштових споруд на витривалість, при якій приймається одночасна дія

розрахункового граничного фронтального вітру та вихрового збудження. Дана модель може бути запропонована для вихрового збудження з коливаннями за першою власною частотою. Більш точне визначення спектрів дії вітрів за швидкостями і тривалістю дії є задачею складною, що потребує багаторічних спостережень безпосередньо на майданчику розташування споруди з виявленням частоти повторення і тривалості дії максимальних вітрів. Коливання за другою власною частотою потребують додаткових досліджень і проявлятися вони можуть в конструкціях при значно вищій швидкості вітру, що відбувається раз на декілька років і ймовірна природа розвитку подібних коливань не досліджена. Тому для споруд, в яких за розрахунками і вітровими характеристиками місцевості може відбуватися вихрове збудження за другою формою власних коливань рекомендується влаштовувати конструктивні засоби для гасіння вихрового збудження

8. Були виявлені неточності при аналізі національних будівельних норми. Так в додатку К зміни №2 до ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування» , в якому надані положення щодо розрахунку споруд на вихрове збудження, в п. К.5 представлена формула К.6, за якою пропонується при розрахунку на одночасну дію фронтального вітру та вихрового збудження обмежувати вітровий тиск фронтального вітру, до величини, що відповідає критичній швидкості вітрового збудження за і-ою формою власних коливань. Ця формула не відповідає розрахунковій ситуації, коли коливання від вихрового збудження проявляються при дії максимального фронтального вітру, тому рекомендується її виключити з розділу.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Савицкий Г.А. Ветровая нагрузка на сооружения - М., Стройиздат, 1972 г.- 110 с;
2. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия/Госстрой СССР. — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. - 36 с.
3. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. — Чинні від 2007-01-01. — Київ: Український науково-дослідний та проектний інститут сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського, 2006. — I, 75 с.
4. Руководство по расчету зданий и сооружений на действие ветра. — М., Стройиздат, 1978 — 216с;
5. Стрелец-Стрелецкий Е.Б., Боговис В.Е., Гензерский Ю.В., Гераймович Ю.Д., Марченко Д.В., Титок В.П. ЛИРА 9.4. Руководство пользователя. ОСНОВЫ. Учебное пособие. - Киев: издательство «ФАКТ», 2008. — 164 с.
6. В.С. Карпиловский, Э.З. Криксунов, А.А. Маляренко, А.В. Перельмутер, М.А. Перельмутер, С.Ю. Фиалко. SCAD Office. Версия 23.Вычислительный комплекс SCAD++. Издательство «СКАД СОФТ» , 2024.— 992 с;
7. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения/ В.Н . Гордеев, А.И. Лантух-Лященко, В.И. Пашинский, А.В. Перельмуттер, С.Ф. Пичугин под общей ред. А.В. Перельмуттера. — М.: Издательство Ассоциации строительных ВУЗов, 2006 г — 482с;
8. Симиу. Сканлан. Воздействие ветра на здания и сооружения. - М., Стройиздат 1984г.-360 с;
9. Eurocode 1: Basis design and action on structures. Part 2-4: Wind action". ENV 1991-2-4,CEN, 1994
10. Davenport, A.G. (1964) Note on the Distribution of the Largest Value of a Random Function with Application to Gust Loading. ICE Proceedings, 28, 187-196.

11. 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.44
12. Van der Hoven I. Power spectrum of horizontal wind speed in the frequency range from 0,00007 to 900 cycle per hour /I. Van der Hoven // Journal of Meteorology. – 1957. – Vol. 14, №2. – P. 160–164.9-472.
- 13.Solari G. – Equivalent Wind Spectrum Technique: theory and applications. Journal of Structural Engineering, ASCE 1988; 114: 1303-1323.
- 14.Kaspersky M. – Extreme wind load distributions for linear and nonlinear design.Engineering Structures, 1992;14:27-34.
15. Holmes J.D. – Along-wind response of lattice towers: part 1 – derivation of expressions for gust response factors. Engineering Structures, 1994;16: 287-292.
- 16.Holmes J.D. – Along-wind response of lattice towers: part 2 – Effective load distributions. Engineering Structures, 1996;18: 489-494.
17. Davenport, A.G. – How can we simplify and generalize wind loads. Lournal of Wind Engineering in Industrial Aerodynamics, 1995; 54-55: 657-669.
- 18.Tamura, Y., Kawai, H., Uematsu, Y., Marukawa, H., Fuji, K., Taniike, Y., - Wind loads and wind induced response estimations in the Recommendations for loads on buildings, AIJ 1993. Engineering Structures 1996; 18: 399-411.
19. Solari, G. – Towards a global model for calculating 3D equivalent static wind forces on structures. Proceedings on 7th US National Wind Engineering Conference, Los Angeles:1993, 719-728.
20. Piccardo, G., Solari, G. – A refined model for calculating 3D equivalent static wind forces on structures. Journal of Wind Engineering in Industrial Aerodynamics, 1996; 65: 21-30.
21. Solari, G. – Mathematical Model to Predict 3D Wind Loading on Buildings. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 1985; 111: 254-276.
- 22.Yukio Tamura, Ahsan Kareem, Giovanni Solari, Kenny C.S. Kwok, John D. Holmes –Report by Working Group WCE – Dynamic Response, 2001.

23. Vikery, B.J. – On the reliability of gust loading factors. Proceedings of Technical Meeting concerning Wind Loads on Buildings and Structures. National Bureau of Standards, Washington, DC: 1970;93-104.
24. Simiu E. – Equivalent Static Wind Loads for Tall Buildings Design. Journal of Structural Div., ASCE 1976; 102:719-737.
25. BRE Wind Load On Buildings Brief Guidelines For Using BS 6399-2:1997.
26. ASCE 7-16. Minimum design for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2017.
27. NBC 1995 National Building Code of Canada -1995.
28. CAN/CSA-S6-00 Canadian Highway Bridge Design Code -2005.
29. CAN/CSA-S6.1-00 Commentaries to Canadian Highway Bridge Design Code-2005.
30. Standard Specifications for Structural Supports for Highway Signs, Luminaires and Traffic Signals, American Association of State Highway and Transportation Officials, 2001.
31. AS170.2, SAA Loading Code, Part 2 – Wind forces, AS1170.2-89, Australian Standards, 1989.
32. AIJ-RLB – Recommendations for Loads on Buildings, Architectural Institute of Japan, 1993 (English version 1996).
33. NTE 003/04/00 – Design Standards for Electrical Transmission Lines over 100 kV (Replaced Standard PE 104) Design Methodology for Electrical Transmission Lines Steel Towers.
34. ESDU 76001 – The response of flexible structures to atmospheric turbulence. London, UK, Engineering Science Data Unit, 1976.
35. ECCS – Recommendations for the calculation of wind effects on buildings and structures. Brussels: European Convention for Constructional Steelworks, 1978.
36. Розрахунок сталевих конструкцій будівель відповідно до Єврокодів 3 і національними програмами України/ А.С. Білик, Е. А. Ковалевська. – Київ: УІЦБ, 2017 – 231 с.

37. Пашинський В.А. Атмосферні навантаження на будівельні конструкції. – К.: Вид-во «Сталь», 1999. – 185 с.
38. 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. DOI: 10.36910/6775-2410-6208-2022-8(18)-12.
39. Пічугін С.Ф. Розрахунок надійності будівельних конструкцій. –Полтава: ТОВ «АСМІ», 2016. – 520 с.
40. Кінаш Р.І., Бурнаєв О.М. Вітрове навантаження і вітроенергетичні ресурси в Україні. – Львів: Вид-во науково-технічної літератури, 1998. –1152 с.
41. Пашинський В.А. Атмосферні навантаження на будівельні конструкції. – К.: Вид-во «Сталь», 1999. – 185 с.
42. Giosan, I. and Eng, P. (2007) Vortex Shedding Induced Loads on Free Standing Structures, Structural Vortex Shedding Response Estimation Methodology and Finite Element Estimation.
<https://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/summary?doi=10.1.1.582.3179>
43. Karman Th. von, Rubach H. Uber den Mechanismus des Flussigkeits und Luftwiderstandes // Phys. Zelt. Jan. 15, 1912, 13, N 2. — S. 49-59.
44. Karman Th. von. Aerodynamics. Selected topics in the light of their historical development. — N.Y.: Cornell Univ. press, 1954. — 203 p.
45. Ford, David N. When Technology Fails: significant technological disasters, accidents, and failures of the twentieth century / Neil Schlager. — Gale Research, 1994. — P. 267–270.
46. Барштейн М.Ф. Динамический расчет высотных сооружений цилиндрической формы. Сб. – «Исследования по динамике сооружений». – М: Стройиздат, 1957
47. Блюмина Л.Х, Захаров Ю.Г. Колебания цилиндрических тел в воздушном потоке. Сб. - «Исследования по динамике сооружений». – М: Стройиздат, 1957

48. Мэррис А. Обзор исследований по вихревым дорожкам, периодическим средам и индуцированным явлениям вибраций. – Журнал. Теоретические основы инженерных расчетов. Серия Д.т.86. 1964, №2
49. Федяевский К.К., Блюмина Л.Х. Силы вихревой природы, действующие на вынуждено колеблющийся цилиндр. - Сб.: Труды конференции по аэродинамике и аэроупругости высоких строительных сооружений. Из-во ЦАГИ, 1974 г
50. 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.
51. 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.
52. Piccardo, G., Solari, G. – 3D wind-excited response of slender structures: Closed form solution. Journal of Structural Engineering, ASCE 2000; 126: 936-943.
53. Piccardo, G., Solari, G. – Generalized equivalent spectrum technique. Wind and Structures Journal, 1998; 1: 161-174.
54. P.A.B. de Sampaio, A.L.G.A. Coutinho – Simulating Vortex Shedding at High Reynolds Numbers, Proceedings of the 10th International Offshore and Polar Conference, Seattle, USA, 2000.
55. Yin Zhou, Ahsan Kareem, Ming Gu – Mode Shape Corrections for Wind Load Effects, Journal of Engineering Mechanics, January, 2002, 15-23.
56. Maria Pia Repetto, Solari, G. – Directional Wind-Induced Fatigue on Slender Vertical Structures, Journal of Structural Engineering, ASCE, July, 2004, 10032-1040.
57. 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.

58. Christopher M. Foley, Scott J. Ginal, John L. Peronto, Raymond A. Fournelle – Structural Analysis of Structures and Luminaire Supports, Marquette University, Wisconsin, USA, 2004.
- 59.. Giosan, I., Brockman, T. - Streamlining Metal Poles, Mechanical Engineering Magazine, April, 2000, 68-70.
60. Giosan, I. – Building Better Free Standing Structures, Electrical Line Magazine, February, 2006, 63-70.
61. Harris, Cyril, M and Crede, Charles E. – Shock and Vibration Handbook, Section 29, “Vibration of Structures Induced by Wind,” Part II, 2nd Edition, McGraw-Hill Book Co. –1976.
62. Vikery, B.J., – “Load Fluctuations in Turbulent Flow,” ASCE, J. Eng. Mech. Div., Vol. 94, February 1968.
63. Vikery, B.J. and Clark, A. W., – “Lift of Across Wind Response of Tapered Stacks,” ASCE, J. Eng. Mech. Div., Vol. 98, January 1972.
64. Galemann, T., Ruscheweyh, H.: Untersuchung winderregter Schwingungen an Stahlschornsteinen. Forschungsbericht Projekt 163 - Lehrstuhl für Stahlbau, RWTH Aachen, 1992.
65. Holmes, J.D.: Response of cylindrical structures to vortex shedding in the natural wind - 13th Australian Fluid Mechanics Conference Monash University, Melbourne, Australia, 13-18 December 1998.
66. Verboom, V.K., van Koten, H.: Vortex excitation: Three design rules tested on 13 industrial chimneys - Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 98 (2010), pp. 145-154.
67. 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>.
68. Youssef, M., Tödter, S., Neugebauer, J., El Moctar, O., Schellin, T.E. Experimental investigation of tip vortex influence on viv of a circular cylinder at high reynolds numbers (2020) Proceedings of the International Conference

- on Offshore Mechanics and Arctic Engineering – OMAE, 6A-2020, art. no. V06AT06A018, <https://doi.org/10.1115/OMAE2020-19133>.
69. 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>
70. 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>.
71. Priyan Mendis, Shiromal Fernando, John Holmes, Tharaka Gunawardena, Yousef Abu-Zidan, Priyan Dias. Wind induced fatigue analysis of Lotus Tower Mast. Nineteenth Australasian Wind Engineering Society Workshop, April 4-6, 2018, Torquay, Victoria.
72. Vieira, D., Barros, R.C. Tubular steel lattice telecommunication towers, subjected to wind loading and vortex shedding (2017) COMPDYN 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.
73. Nunez-Casado, C., Lopez-Garcia, O., De Las Heras, E.G., Cuerva-Tejero, A., Gallego-Castillo, C. Assembly strategies of wind turbine towers for minimum fatigue damage (2017) Wind and Structures, An International Journal, 25 (6), pp. 569-588. <https://doi.org/10.12989/was.2017.25.6.569>.
74. Jeyamohan, K., Bandara, C.S., Jayasinghe, J.A.S.C. (2023). Vortex Shedding-Induced Fatigue Analysis for High-Mast Lighting Towers. In: Dissanayake, R., Mendis, P., Weerasekera, K., De Silva, S., Fernando, S., Konthesingha, C. (eds) 12th International Conference on Structural Engineering and Construction Management. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 266. Springer, Singapore. https://doi.org/10.1007/978-981-19-2886-4_6.
75. 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 Energiae Solaris Sinica, 44 (10), pp. 306-312.
<http://doi.org/10.19912/j.0254-0096.tynxb.2022-084>.
76. 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>.
77. Іванченко Г.М. Голуб О.О. Моделювання смерчового навантаження на великогабаритні споруди. Опір матеріалів і теорія споруд, 2004, №75, - с. 57 - 60
78. Іванченко Г.М., Голуб О.О. Кінематика смерчу і його взаємодія з поверхнями. Опір матеріалів і теорія споруд. 2005, №77,- с 78-82
79. Gulyaev V. I.; Gaidaichuk V. V.; Abgullaev F. Ya. Self-excitation of unstable vibrations in tubular systems with moving masses. International Applied Mechanics, 1997, 33.3: 245-250.
80. Гайдайчук В.В. Динаміка вітроенергетичних установок під дією вітрових та інерційних навантажень. Опір матеріалів і теорія споруд. 2008, №82,- с 31-38
81. Сніжко Н.А., Солодей І.І., Овсянніков О.С. Шевченко Ю.В. Вимушені коливання баштової градирні АЕС під дією вітрового навантаження. Опір матеріалів і теорія споруд, 2004, №74, - с 92-103
82. Барабаш М. С. Моделирование запроектных воздействий при исследовании жизненного цикла конструкций зданий и сооружений //International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2016. – Т. 12. – №. 3. – С. 15-25.
83. Барабаш М. С., Усольцев І. О. Особливості моделювання висотних будівель з урахуванням впливу динамічних навантажень / М. С. Барабаш, І. О. Усольцев // Наук.-вироб. журнал: Будівництво України. – 2012. – №1. – С. 24–28
84. Воропай, АВ Применение интегральных уравнений Вольтерра для моделирования нестационарных колебаний консольной балки/АВ

- Воропай, ЕС Малахов//Автомобільний транспорт і автомобілебудування. Новітні технології і методи підготовки фахівців: наук. пр. Міжнар. наук.-практ. конф., 19–20 жовт. 2017 р./Харків. нац. автомоб.-дор. ун-т.–Харків, 2017.–С. 225–226
- 85.Voropay, A. Two inverse non-stationary problems of axially symmetric deformation of a finite-length elastic cylindrical shell / A. Voropay, S. Rovaliaiev, A. Sharapata // Автомобільний транспорт : зб. наук. пр. / М-во освіти і науки України, ХНАДУ ; редкол.: А. В. Гнатов (гол. ред.) та ін. – Харків, 2022. – Вип. 51. – С. 74–84
- 86.С.О. Пискунов, О.І. Гуляр, С.В. Мицюк Визначення ресурсу з використанням параметра пошкоджуваності при багатоцикловому навантаженні . Опір матеріалів і теорія споруд, 2009, № 84- с.20-31
- 87.V E Volkova, L Gaile and L Pakrastins. Experimental qualitative identification of damping and stiffness characteristics of lattice towers. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, Volume 251, 3rd International Conference on Innovative Materials, Structures and Technologies (IMST 2017) 27–29 September 2017, Riga, Latvia
DOI 10.1088/1757-899X/251/1/012108
- 88.Волкова В. Є., Шаповал І. В. Дослідження динамічної поведінки баштової споруди з приєднаним гасником під дією кінематичного збурення // Актуальні проблеми інженерної механіки :VIII міжнародна науково-практична конференція 11-14 травня 2021 р., Одеса : ОДАБА, 2021. – с. 426 – 427.: <http://dspace.dsau.dp.ua/jspui/handle/123456789/6756>
89. Волкова В. Є., Шаповал І. В. Моделювання динамічної поведінки баштової споруди з приєднаним гасником у рівномірному вітровому потоці . Збірник наукових праць УкрДУЗТ, 2019, вип. 186 с 31- 37
<https://doi.org/10.18664/1994-7852.186.2019.186175>
- 90.Гилодо А.Ю. Мачта мобильной связи на крыше здания. Сборник ССКМД, 2015, с.16-21 №19
<http://mx.ogasa.org.ua/handle/123456789/2967>

91. Хоменская А.В.; Копнина Ю.В.; Гилодо А.Ю. Влияние трещин на напряженно-деформированное состояние в элементах башен. Вісник ОДАБА №34 Часть1 2009. <http://mx.ogasa.org.ua/handle/123456789/1185>
92. Vickery, B.J., Clark, A.W.: Lift or across-wind response of tapered stacks, Journal of Structural Division, ASCE, 98 (1972), pp. 1-20.
93. Vickery, B.J., Basu, R.I.: Across-wind vibrations of structures of circular cross-section. Part I - Development of a mathematical model for two-dimensional conditions. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 12 (1983), pp. 49-73.
94. 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.
95. Vickery, B.J., Basu, R.I.: The response of reinforced concrete chimneys to vortex shedding. - Engineering structures, 6 (1984), pp. 324-333.
96. Clobes, M., Willecke, A., Peil, U.: Wirbelerregung von Stahlschornsteinen-zwei Grenzzustände der Tragfähigkeit und Vorschlag für die Bemessung, FT Windtechnologie, Band 87, Mai 2012.
97. Scruton, C.: An Introduction to Wind Effects on Structures – Oxford University Press, Oxford, UK, 1981
98. Rumman, W.S.: Basic structural design of concrete chimneys. ASCE, Journal of the Power Division, 96 (1970), pp. 309-318.
99. Ruscheweyh, H.: Dynamische Windwirkung an Bauwerken, Band 2 - Praktische Anwendungen. Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, 1982.
100. Ruscheweyh, H.: Ein verfeinertes praxisnahes Berechnungsverfahren wirbelerregter Schwingungen von schlanken Baukonstruktionen im Wind, Aufl. Inst. für Mech., Heft 20, 1987.
101. Ruscheweyh, H.: Practical experiences with wind-induced vibrations, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 33 (1990), pp. 211-218.

102. Ruscheweyh, H., Sedlacek, G.: Cross-wind vibrations of steel stacks - Critical comparisons between some recently proposed codes, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 33 (1988), pp. 173-183.
103. Galemann, T., Ruscheweyh, H.: Untersuchung winderregter Schwingungen an Stahlschornsteinen. Forschungsbericht Projekt 163 - Lehrstuhl für Stahlbau, RWTH Aachen, 1992.
104. Galemann, T., Ruscheweyh, H.: Untersuchung Winderregter Schwingungen an Stahlschornsteinen - Stahlschornsteinbau fortschrittliche Lösungen, Essen : Vulkan - Verlag, 1992.
105. Ruscheweyh, H.: Interferenzwirkung zwischen Schornstein und Gebäude auf die wirbelerregte Schwingung; WTG-Mitt, Nr. 5, Baukonstruktion unter Windeinwirkung, 1992.
106. ДСТУ Н Б-В 1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. Нац. Стандарт України. – Вид. офіц. – [Уведено вперше ; чинний від 2011-01-11]. – Київ : Мінрегіонбуд України 2011. – 112 с.
107. Атлас енергетичного потенціалу відновлюваних джерел енергії України / за заг. ред. С.О. Кудрі. – Київ: Інститут відновлюваної енергетики НАН України, 2020. 45 с.
108. Архів погоди <https://meteopost.com/>
109. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною № 1. – чинний від 2022-01-09. – Київ : Український науково-дослідний та проектний інститут сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського, 2022. 30с.
110. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування. Зі Зміною № 1. – чинний від 2022-01-09. – Київ : Український науково-дослідний та проектний інститут сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського, 2022. 205с.
111. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-9:2012 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-9. Витривалість (EN 1993-1-9:2005, IDT) – чинний від 2013-01-07. – Київ : Український науково-дослідний та проектний інститут сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського, 2014. 38с.

ДОДАТОК 1 Аналіз архіву вітрів, що діяли у м. Київ в 2011р

Таблиця Д.1.1 Тривалість дії вітрів з надкритичною швидкістю в січні 2011р

Дата	Швидкість вітру, вища за критичну, м/с	Тривалість дії , с
1	4, 5	23400
	6, 7	190800
2	4,5	23400
	6,7,8	46800
3	4	7200
4	4	5400
5	4	7200
6	4	16200
7	4	7200
8	4, 5	10800
9	4, 5	43200
10	4	5400
12	4	30600
13	4	1800
14	4	1800
15	4	7200
16	4, 5	25200
17	4, 5	32400
18	4	14400
21	4, 5	16200
22	4, 5	54000
26	4	5400
28	4	7200
29	4,5	73800
	6	9000
30	4, 5	41400
	6, 7, 8	43200
31	4, 5	37800
	6, 7	14400
	Всього при швидкості вітру більше 4 м/с	802800
	Всього при швидкості вітру більше 6 м/с	304200

Таблиця Д1.2 Тривалість дії вітрів з надкритичною швидкістю в лютому

2011р

Дата	Швидкість вітру, вища за критичну, м/с	Тривалість дії, с
1	4, 5	73800
	6, 7, 8	25200
2	4, 5	64800
	6	7200
3	4, 5	68400
	6	5400
4	4, 5	43200
	6, 7	23400
5	6...12	82800
6	4,5	9000
	6...11, 15	72000
7	4, 5	36000
8	4,5	7200
	6...10, 12	45000
9	6...13	86400
10	4, 5	16200
	6..10	59400
11	4, 5	36000
12	4, 5	18000
	10...14	32400
13	4, 5	5400
	6...10	84600
14	4, 5	39600
	6, 7, 8	30600
15	4	3600
18	4, 5	39600
	6	1800
19	4, 5	75600
20	4	37800
21	4, 5	59600
22	4, 5	73800
23	4, 5	70200
24	4, 5	46800
25	4, 5	59400
26	4, 5	55800
27	4, 5	81000
28	4,5	66600

	Всього при швидкості вітру більше 4 м/с	1643600
	Всього при швидкості вітру більше 6 м/с	556200

Таблиця Д.1.3 Тривалість дії вітрів з надкритичною швидкістю в березні

2011р

Дата	Швидкість вітру, вища за критичну, м/с	Тривалість дії, с
4	4, 5	37800
	6, 7, 8	19800
5	4, 5	34200
	6...12	45000
6	4, 5	50400
	6...9	36000
7	4, 5	43200
	6, 7	9000
8	4, 5	3600
9	4	3600
10	4	3600
11	4	36000
12	4, 5	16200
	6...9	18000
13	4, 5	36000
	6	1800
14	4	3600
15	4, 5	28800
	6	1800
16	4, 5	70200
	6	7200
17	4, 5	39600
	6	10800
18	4, 5	32400
19	4	1800
20	4,5	61200
	6	1800
21	4, 5	2880
22	4, 5	30600
	6...9	23400

23	4, 5	27000
	6...9	46800
24	4, 5	18000
	6...13	63000
25	4, 5	32400
	6..10	24000
26	4, 5	36000
	6	7200
27	4	1800
28	4, 5	50400
	6, 7	7200
29	4, 5	7200
30	4, 5	7200
	6...9	27000
31	4, 5	5400
	6	1800
	Всього при швидкості вітру більше 4 м/с	1072680
	Всього при швидкості вітру більше 6 м/с	304800

Таблиця Д.1.4 Тривалість дії вітрів з надкритичною швидкістю в квітні

2011р

Дата	Швидкість вітру, вища за критичну, м/с	Тривалість дії, с
1	4,5	43200
	6, 7	19800
2	4, 5	72000
3	4, 5	34200
	6 ... 10	43200
4	4, 5	59400
	6	3600
6	4, 5	18000
	6	1800
7	4, 5	25200
	6 ...9, 11	43200
8	5	1800
	6...13	84600
9	5	9000
	6...11	63000
10	4, 5	18000
	6 ...10	55800

11	4, 5	32400
	6, 7	34200
13	4, 5	48600
	6	3600
14	4,5	14400
15	4, 5	36000
	6...8	27000
16	4, 5	37800
	6	5400
17	4, 5	25200
	6, 7	16200
18	4, 5	30600
	6, 7	16200
19	4, 5	46800
	6...9	27000
20	4, 5	10800
	7	1800
21	4	1800
22	4, 5	14400
23	4, 5	7200
24	4, 5	7200
26	4	1800
27	4, 5	5400
	6	1800
28	4, 5	7200
29	4,5	7200
	7	1800
	Всього при швидкості вітру більше 4 м/с	1065600
	Всього при швидкості вітру більше 6 м/с	450000

Таблиця Д.1.5 Тривалість дії вітрів з надкритичною швидкістю в травні

2011р

Дата	Швидкість вітру, вища за критичну, м/с	Тривалість дії, с
1	4, 5	14400
	8	1800
2	4, 5	28800
	6, 7, 8	12600
3	4	16200
4	4, 5	18000
	6, 7	5400
5	4, 5	36000
	6, 7, 8	46800
6	4,5	18000
	6...9	68400
7	4,5	34200
	6	1800
8	4, 5	37800
9	4, 5	43200
	6	1800
10	4, 5	36000
	6, 7, 8	21600
11	4, 5	2520
	6, 7	14400
12	4	5400
13	4, 5	23400
	6, 7, 8	10800
14	4, 5	21600
	6, 7, 8, 9	43200
15	4, 5	10800
16	4,5	23400
	6, 7, 8, 9	43200
17	4, 5	30600
	6	1800
18	4,5	21600
	6	1800
20	4, 5	10800
21	4, 5	21600
	6	1800
22	4, 5	18000
	6, 7	3600
23	4, 5	7200

	6	1800
24	4	14400
25	4, 5	21600
	6, 7, 8, 10	18000
26	4, 5	34200
	6	1800
27	4, 5	37800
	6	1800
28	4	21600
29	4	12600
30	4, 5	2700
31	4, 5	32400
	6	5400
	Всього при швидкості вітру більше 4 м/с	906300
	Всього при швидкості вітру більше 6 м/с	307800

Таблиця Д.1.6 Тривалість дії вітрів з надкритичною швидкістю в червні
2011р

Дата	Швидкість вітру, вища за критичну, м/с	Тривалість дії, с
1	4, 5	37800
	6	5400
2	4, 5	39600
	6	3600
3	4, 5	21600
	6	3600
4	4, 5	72000
	6	5400
5	4, 5	12600
6	4	1800
8	4	7200
9	4	14400
10	4,5	37800
	6	12600
11	4, 5	36000
	6	1800
12	4, 5	30600
	6, 7	14400
13	4, 5	48600
	6	3600

14	4, 5	43200
	6, 7	12600
15	4, 5	21600
16	4, 5	19800
	8	1800
17	4	1800
18	4, 5	23400
	6	3600
19	4, 5	19800
	6, 7, 8, 10	9000
20	4, 5	25200
	6, 7, 8	45000
21	4, 5	37800
	6, 7	21600
22	4, 5	18000
23	4, 5	12600
	6	1800
24	4, 5	21600
	6	3600
25	4, 5	54000
26	4, 5	30600
	6, 7, 8	48600
27	4, 5	16200
	6, 7, 8	66600
28	4, 5	34200
	6, 7, 8	21600
	Всього при швидкості вітру більше 4 м/с	1089000
	Всього при швидкості вітру більше 6 м/с	286200

Таблиця Д.1.7 Тривалість дії вітрів з надкритичною швидкістю в липні

2011р

Дата	Швидкість вітру, вища за критичну, м/с	Тривалість дії, с
1	4, 5	21600
	6,7	21600
2	4, 5	36000
	6, 7, 8	9000
3	4, 5	12600
4	4	1800
6	4, 5	9000

7	4, 5	7200
8	4, 5	36000
9	4, 5	16200
10	4, 5	41400
11	4	3600
12	4	1800
	9	1800
13	4	7200
19	4, 5	3600
	6, 8	5400
20	4, 5	30600
	6	1800
21	4, 5	72000
	6, 7	10800
22	4, 5	14400
	6	1800
23	4, 5	34200
	6, 7	23400
24	4, 5	36000
25	4	19800
26	4	3600
27	4, 5	12600
	6	1800
28	4, 5	36000
	6	5400
30	4	3600
31	4, 5	28800
	6, 7	9000
	Всього при швидкості вітру більше 4 м/с	5814000
	Всього при швидкості вітру більше 6 м/с	91800

Таблиця Д.1.8 Тривалість дії вітрів з надкритичною швидкістю в серпні

2011р

Дата	Швидкість вітру, вища за критичну, м/с	Тривалість дії, с
1	4, 5	16200
2	4,5	28800
3	4, 5	12600
	6, 8	3600
4	4, 5	37800

	6, 7	19800
5	4, 5	16200
7	4, 5	28800
8	4, 5	19800
	6, 7	18000
9	4, 5	34200
	6	5400
10	4, 5	9000
12	4, 5	34200
13	4, 5	34200
	6	1800
14	4	3600
15	4, 5	45000
	6	3600
16	5	1800
	7	1800
17	4, 5	37800
	6, 7	25200
18	4, 5	27000
	6, 7	21600
20	4, 5	28800
	6, 7, 8, 9	25200
21	4, 5	43200
	6, 7, 8	36000
22	4	3600
23	4, 5	16200
	6, 7	16200
24	4, 5	37800
25	4, 5	12600
26	4, 5	25200
27	4, 5	19800
28	4, 5	7200
29	4, 5	5400
31	4, 5	16200
	Всього при швидкості вітру більше 4 м/с	751200
	Всього при швидкості вітру більше 6 м/с	178200

Таблиця Д.1.9 Тривалість дії вітрів з надкритичною швидкістю в вересні

2011р

Дата	Швидкість вітру, вища за критичну, м/с	Тривалість дії, с
1	4, 5	43200
	6	12600
2	4	1800
3	4	5400
4	4	5400
6	4	1800
7	4, 5	37800
8	4, 5	16200
	6, 7, 8	23400
9	4, 5	43200
	6, 7, 8	79200
10	4, 5	10800
	6...9	36000
11	4, 5	16200
	6, 7	21600
12	4	1800
13	4, 5	23400
	6, 7, 8	23400
14	4, 5	3600
	6 ...9	18000
15	4, 5	5400
16	4, 5	5400
	6, 7	21600
17	4, 5	21600
19	4, 5	23400
20	4	1800
23	4, 5	28800
	6	7200
24	4, 5	23400
	6, 7	12600
25	4, 5	19800
	6	14400
26	4	1800
27	4, 5	19800
	6	1800
28	4, 5	12600
	6, 7	18000
29	4,5	54000
	6	10800
30	4, 5	16200

	Всього при швидкості вітру більше 4 м/с	745200
	Всього при швидкості вітру більше 6 м/с	300600

Таблиця Д.1.10 Тривалість дії вітрів з надкритичною швидкістю в жовтні

2011р

Дата	Швидкість вітру, вища за критичну, м/с	Тривалість дії, с
1	4, 5	52200
	6, 7, 8	30600
2	4, 5	43200
	6, 7	18000
3	4, 5	19800
	6	1800
4	4, 5	36000
	6, 7	14400
5	4, 5	21600
	6, 7, 8, 9	34200
6	4, 5	9000
	6	1800
7	4	12600
8	4, 5	43200
	6, 7, 8, 9	16200
9	4, 5	14400
	6 ... 10	36000
10	4, 5	30600
	6, 7, 8	34200
11	4, 5	37800
	6	3600
12	4, 5	48600
	6, 7	7200
13	4, 5	43200
	6, 7	16200
14	4, 5	54000
	6	1800
15	4, 5	39600
	6	1800
16	4, 5	48600
18	4, 5	16200
19	4, 5	16200
20	4	3600

21	4	10800
31	4	5400
	Всього при швидкості вітру більше 4 м/с	824400
	Всього при швидкості вітру більше 6 м/с	217800

Таблиця Д.1.11 Тривалість дії вітрів з надкритичною швидкістю в листопаді 2011р

Дата	Швидкість вітру, вища за критичну, м/с	Тривалість дії, с
1	4	9000
6	4	19800
7	4	18000
8	4, 5	36000
	6, 7	16200
9	4, 5	41400
	6, 7	25200
10	4, 5	54000
	6, 7	19800
11	4	28800
12	4	9000
13	4	9000
14	4, 5	39600
15	4, 5	63000
	6	18000
16	4, 5	28800
17	4, 5	34200
	6, 7	7200
18	4, 5	28800
19	4, 5	34200
	6, 7, 8	43200
20	4, 5	27000
	6	9000
22	4, 5	18000
23	4	12600
24	4	5400
25	4, 5	19800
26	4, 5	43200
	6...11	23400
27	4, 5	23400
	6, 7	63000

28	6 ...13, 15, 16	86400
29	4, 5	14400
	6, 7, 8	68400
30	4, 5	3600
	Всього при швидкості вітру більше 4 м/с	1063800
	Всього при швидкості вітру більше 6 м/с	379800

Таблиця Д.1.12 Тривалість дії вітрів з надкритичною швидкістю в грудні

2011р

Дата	Швидкість вітру, вища за критичну, м/с	Тривалість дії, с
1	4, 5	39600
	6, 7	27000
2	4, 5	32400
3	4, 5	25200
4	4	12600
5	4, 5	72000
	6, 7, 10	5400
6	4, 5	30600
	6, 7	3600
7	4, 5	12600
8	4, 5	27000
9	4, 5	41400
10	4	25200
11	4, 5	39600
	6, 7	21600
12	4, 5	234000
13	4	39600
15	4, 5	27000
16	4, 5	504000
17	4, 5	32400
	6, 7, 8	39600
18	4, 5	52200
	6	14400

19	4	7200
20	4, 5	48600
	6	1800
21	4, 5	45000
	6, 7	28800
22	4, 5	18000
	6, 7, 8	61200
23	4, 5	576000
	6, 7	3600
24	4	1800
25	4	12600
26	4, 5	16200
	6, 7, 8, 9	63000
27	6, 7, 8, 9, 10	86400
28	4,5	12600
	6, 7, 8	59400
29	4, 5	21600
30	4	1800
31	4	9000
	Всього при швидкості вітру більше 4 м/с	1863000
	Всього при швидкості вітру більше 6 м/с	415800