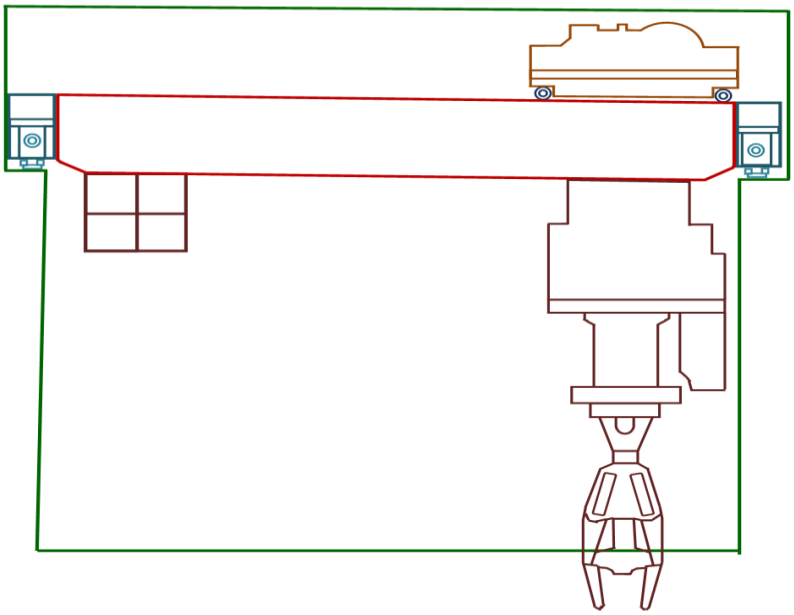
МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ПРОЛТАВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА ІМЕНІ ЮРІЯ КОНДРАТЮКА»

Пічугін С.Ф.

МЕТОДИКА ГРАНИЧНИХ СТАНІВ І НОРМУВАННЯ НАВАНТАЖЕНЬ

Конспект лекцій

(друге видання)



Полтава 2023

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ПОЛТАВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА ІМЕНІ ЮРІЯ КОНДРАТЮКА»
Кафедра будівельних конструкцій

Пічугін С.Ф.

МЕТОДИКА ГРАНИЧНИХ СТАНІВ І НОРМУВАННЯ НАВАНТАЖЕНЬ

Конспект лекцій

(друге видання)

Полтава 2023

Конспект лекцій із дисципліни „Методика граничних станів і нормування навантажень” (друге видання, доповнене) для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія», відповідно до освітньо-професійної програми підготовки магістрів «Промислове та цивільне будівництво» другого рівня вищої освіти. – Полтава: НУ ПП, 2023. – 259 с.

Укладач: С.Ф. Пічугін, доктор технічних наук, професор.

Відповідальний за випуск: А.М. Павліков, доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри будівельних конструкцій.

Рецензент: О.В. Семко, доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри будівництва та цивільної інженерії.

Затверджено науково-методичною радою Навчально-наукового інституту архітектури, будівництва та землеустрою
Протокол № 6 від 10.05.2023.

41.1ММ1.02.05

© Пічугін

ЗМІСТ

ВСТУП…… 8
ЛЕКЦІЯ 1. МЕТОДИКА ДОПУСТИМИХ НАПРУЖЕНЬ…….. 9
1.1. Вступ…… 9
1.2. Коротка історія розвитку розрахунку конструкцій……. 10
1.3. Процедура розрахунку за допустимими напруженнями…… 12
1.4. Недоліки методу допустимих напружень…… ... 13
ЛЕКЦІЯ 2. СТАТИСТИЧНЕ ОБГРУНТУВАННЯ КОЕФІЦІЄНТУ ЗАПАСУ…… 17
2.1. Позитивний потенціал Урочного положення…….. 17
2.2. Структура коефіцієнту запасу……..... 20
2.3. Статистичний підхід до визначення коефіцієнту запасу…… 22
2.4. Гарантія неруйнівності…….. 24
ЛЕКЦІЯ 3. ОСНОВИ МЕТОДУ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ…… 28
3.1. Впровадження методу…… 28
3.2. Визначення граничних станів……..... 29
3.3. Класифікація граничних станів……. 30
3.4. Гранична нерівність для граничних станів першої групи…….. 31
3.5. Гранична нерівність для граничних станів другої групи…..... 33
3.6. Ефект введення методу граничних станів…… 34
ЛЕКЦІЯ 4. НОРМАТИВНИЙ І РОЗРАХУНКОВИЙ ОПІР МАТЕРІАЛУ. КОЕФІЦІЄНТ НАДІЙНОСТІ ЗА МАТЕРІАЛОМ……. 39
4.1. Криві розподілу випадкових величин…….. 39
4.2. Числові характеристики розподілу випадкових величин…..... 41
4.3. Нормальний закон розподілу випадкових величин…… 43
4.4. Статистичні дані щодо межі текучості сталі……..... 44
4.5. Методика визначення коефіцієнта однорідності…… 49
4.6. Обчислення коефіцієнту надійності за матеріалом……. 51
ЛЕКЦІЯ 5. КОЕФІЦІЄНТИ УМОВ РОБОТИ……... 53
5.1. Коефіцієнти умов роботи у нормах проектування…….. 53
5.2 Конструктивна поправка як оцінка дійсної роботи конструкцій…… 55
5.3. Конструктивні поправки сталевих ферм……. 56
5.4 Конструктивні поправки підкранових балок……..... 58
5.5. Конструктивні поправки поперечних рам і колон……. 59
5.6. Імовірнісна оцінки коефіцієнту умов роботи ступінчастих колон……... 60
5.7. Коефіцієнт умов роботи статично невизначених рам……. 62
ЛЕКЦІЯ 6. КОЕФІЦІЄНТ ВІДПОВІДАЛЬНОСТІ……..... 67
6.1. Визначення коефіцієнту відповідальності…….. 67
6.2. Рекомендації СНиП 80-х років щодо коефіцієнту надійності за призначенням……..... 67

6.3. Рекомендації норм ДБН В.1.2-14-2009 щодо коефіцієнту надійності за відповідальністю…… 68
6.4. Строки експлуатації будівель і споруд……. 72
6.5. Визначення актуарних ризиків у будівництві……. 73
6.6. Взаємозв'язок ризиків і коефіцієнтів γ_n…….. 74
6.7. Залежність коефіцієнту відповідальності від ПЕВ…… 77
ЛЕКЦІЯ 7. ВИЗНАЧЕННЯ КЛАСУ ВІДПОВІДАЛЬНОСТІ ОБ'ЄКТІВ БУДІВНИЦТВА…… 81
7.1. Прогнозування сценарію аварії об'єкту будівництва……. 81
7.2. Методика визначення класу відповідальності об'єктів будівництва…… 83
7.3 Особливості щодо об'єктів будівництва невиробничого призначення…… 85
7.4. Розрахунок класу наслідків (відповідальності) житлового будинку……... 86
7.5. Визначення класу наслідків (відповідальності) громадських та невиробничих будівель……..... 89
7.6. Визначення класу наслідків (відповідальності) виробничих будівель та споруд…….…… 95
ЛЕКЦІЯ 8. НАВАНТАЖЕННЯ: КЛАСИФІКАЦІЯ, СПОЛУЧЕННЯ……... 102
8.1. Класифікація навантажень…… 102
8.2. Навантаження різної тривалості……..... 104
8.3. Розрахункові значення навантажень і впливів…… 106
8.4. Ймовірнісний опис навантажень…….. 108
8.5. Застосування розрахункових значень навантажень…… 108
8.6. Нормування сполучення навантажень і впливів……. 110
8.7. Аварійне сполучення впливів…… 111
8.8. Імовірнісне дослідження сполучення навантажень…… 113
ЛЕКЦІЯ 9. СНІГОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ – ПРИРОДА І ОПИС……..... 116
9.1. Снігові опади – небезпечне природне явище…….. 116
9.2. Снігове навантаження – небезпека для будівель……. 118
9.3. Формування снігових опадів…… 121
9.4. Сніговий покрив на території України ……..... 122
9.5. Регіональні особливості снігового покриву (Полтава)……..... 123
9.6. Збирання вихідних даних щодо снігового покриву…… 126
9.7. Кліматичні характеристики снігового покриву……..... 130
9.8. Визначення снігового навантаження на поверхні землі……. 131
ЛЕКЦІЯ 10. НОРМУВАННЯ СНІГОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ…….. 135
10.1. Розрахункові значення снігового навантаження…… 135
10.2. Коефіцієнти методики розрахунку снігового навантаження…. 137

10.3. Коефіцієнти надійності за значеннями снігового навантаження……. 138
10.4. Імовірнісне обґрунтування норм снігового навантаження……. 139
10.5. Ефект застосування норм ДБН……. 142
10.6. Аналіз міжрічної мінливості снігового навантаження……... 143
10.7. Загальноєвропейські норми Єврокод……... 145
10.8. Вплив абсолютної висоти місцевості на сніговий покрив……. 147
10.9. Вплив танення снігу на покрівлях……... 148
10.10. Схеми снігових навантажень і коефіцієнти μ…… 151
ЛЕКЦІЯ 11. ВІТРОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ – ПРИРОДА І ОПИС……..... 164
11.1. Рух атмосферного повітря……. 165
11.2. Прилади і апаратура для досліджень параметрів повітряного потоку…….. 168
11.3. Метеорологічна служба України…….. 170
11.4. Спектр Ван дер Ховена…….. 171
11.5. Вертикальний профіль швидкості вітру……... 172
11. 6. Питання будівельної аеродинаміки…….. 178
ЛЕКЦІЯ 12. ВІТРОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ – НОРМУВАННЯ…….. 183
12.1. Нормування вітрового навантаження по ДБН……. 183
12.2. Розрахункові значення вітрового навантаження……. 184
12.3. Коефіцієнти методики розрахунку вітрового навантаження…. 183
12.4. Коефіцієнти надійності за значеннями вітрового навантаження……. 192
12.5. Імовірнісне обґрунтування норм вітрового навантаження…... 193
12.6. Загальноєвропейські вітрові норми Єврокод……. 195
12.7. Аеродинамічні коефіцієнти C_{aer} (витяг з дод. І [1])……... 198
ЛЕКЦІЯ 13. КРАНОВІ НАВАНТАЖЕННЯ – ПРИРОДА, ОСОБЛИВОСТІ……..... 203
13.1. Мостові крани загального призначення……... 203
13.2. Мостові крани спеціального призначення……... 208
13.3. Металургійні мостові крани…….. 209
13.4. Підвісні крани……. 212
13.5. Режими роботи кранів……... 214
13.6. Методика експериментального дослідження кранових навантажень……. 217
ЛЕКЦІЯ 14. КРАНОВІ НАВАНТАЖЕННЯ – НОРМУВАННЯ 227
14.1. Граничні розрахункові значення вертикального кранового навантаження……. 227
14.2. Граничні розрахункові значення горизонтального навантаження мостових кранів, спрямованого поперек кранової колії……. 229

14. 3. Обґрунтування нормування бічних сил…….. 232
14.4. Граничне розрахункове значення горизонтального навантаження підвісних кранів, спрямованого поперек кранової колії……. 234
14.5. Інші розрахункові значення кранового навантаження……... 235
14.6. Коефіцієнти надійності за значеннями кранового навантаження……. 236
14.7. Місцеве зосереджене кранове навантаження…….. 237
14.8. Динамічний характер кранових навантажень……. 239
14.9. Кількість кранів і коефіцієнт сполучень…….. 242
14.10. Врахування обмеження наближення візка…….. 243
ЛЕКЦІЯ 15. ОЖЕЛЕДНО-ВІТРОВІ НАВАНТАЖЕННЯ……..... 245
15.1. Аварії конструкцій із-за перевантаження ожеледдю…….. 245
15.2. Природа навантажень від ожеледі……..... 247
15.3. Методи вимірювання ожеледі……... 249
15.4. Визначення ожеледних навантажень……..... 252
15.5. Визначення вітрових навантажень при ожеледі…….. 257
15.6. Коефіцієнти методики розрахунку ожеледно-вітрових навантажень…… 258

ВСТУП

Дисципліна «Методика граничних станів і нормування навантажень» викладається студентам 5-го курсу спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія», відповідно до освітньо-професійної програми підготовки магістрів «Промислове та цивільне будівництво» другого рівня вищої освіти на кафедрі будівельних конструкцій Національного університету «Полтавська політехніка» імені Юрія Кондратюка.

Необхідність освоєння вказаної навчальної дисципліни пов’язана з тим, що методика розрахунку за граничними станами застосовується для всіх без винятку будівельних конструкцій і є основою нормативних документів для їх проектування, починаючи з 50-х років минулого сторіччя по теперішній час. Без впевненого володіння цією основоположною методикою неможливо стати повноцінним інженером-будівельником, здатним приймати грамотні й обґрунтовані рішення щодо несучої здатності, жорсткості, надійності та інших необхідних якостей несучих та огороджуючих будівельних конструкцій.

Курс лекцій починається с історії розвитку розрахунків міцності конструкцій, переходить до методики допустимих напружень, яка панувала у будівництві у 18-19 сторіччях і першій половині 20 сторіччя, і детально розглядає основні положення і параметри методики граничних станів. При цьому викладення матеріалу не обмежується положеннями норм проектування і включає роз’яснення щодо походження і обґрунтування основних засад і розрахункових коефіцієнтів методики.

Вирішальну роль у розрахунках будівельних конструкціях відіграє правильне врахування діючих на них навантажень і впливів. В курсі лекцій послідовно викладаються щодо навантажень, що є основними для будівель і споруд: снігові, вітрові, кранові, ожеледно-вітрові. При цьому розглядаються: природа навантажень, методика їх дослідження, нормування та ймовірнісне обґрунтування. В лекціях використовуються результати досліджень навантажень, які на протязі багатьох років виконуються в університеті.

Конспект лекцій складений достатньо об’ємно з орієнтацією на роботу зі студентами у комп’ютерних класах університету і активне використання електронної версії конспекту.

Перше видання конспекту лекцій курсу «Методика граничних станів і нормування навантажень» вийшло у 2014 році і успішно використовувалося у навчальному процесі на протязі 10 років. Друге видання поповнене інформацією щодо розвитку нормування в галузі будівництва, нових результатів наукових досліджень і публікацій по темі лекційного курсу.

Конспект лекцій курсу «Методика навантажень» рекомендується для дипломників і магістрантів інших кафедр і курсів, а також аспірантам і інженерам-будівельникам, які бажають розширити свій кругозір в галузі основних засад розрахунку будівельних конструкцій та теорії навантажень.

Автор

ЛЕКЦІЯ 1. МЕТОДИКА ДОПУСТИМИХ НАПРУЖЕНЬ

1.1. Вступ
1.2. Коротка історія розвитку розрахунку конструкцій
1.3. Процедура розрахунку за допустимим напруженнями
1.4. Недоліки методу допустимих напружень

1.1. Вступ

Розрахунок – це один з етапів проектування конструкцій. Проектування починається з розробки конструктивної схеми споруди. Тільки після того, як встановлені основні генеральні розміри споруди, конструктивна форма елементів і засоби їх сполучення, можна переходити до розрахунку конструкцій.

Мета розрахунку – перевірка міцності, стійкості і жорсткості попередньо наміченої конструктивної схеми споруди з подальшим уточненням розмірів елементів та їх перерізів. При цьому необхідно розв'язувати дві протилежні задачі:

- з одного боку, конструкції повинні бути ***економічними,*** тобто мати мінімальні витрати матеріалу та низькі працевтрати на виготовлення та монтаж;
- з іншого боку, необхідно забезпечити ***надійність*** конструкцій та їхню безвідмовну роботу на весь період експлуатації з певними резервами, які повинні враховувати випадкові перевищення навантажень, непередбачувані відхилення властивостей матеріалів, відмінність дійсної роботи конструкцій від теоретичної моделі.

Для будівельних конструкцій задача ускладняється тим, що термін їхньої служби досягає десятків, а для унікальних споруд – сотень років. При такій довготривалій експлуатації досить складно прогнозувати їхню поведінку та можливі впливи на них.

Як відомо, розрахунок споруд ту їхніх елементів виконують на основі методів опору матеріалів та будівельної механіки. В результаті розрахунку визначають внутрішні зусилля та переміщення, що виникають у конструкціях під впливом прикладених навантажень. В теперішній час завдяки розвитку обчислювальної техніки відсутні принципові складнощі щодо розрахунку конструкції будь-якої складності з необхідною для практики точністю. Разом з тим методи опору матеріалів та будівельної механіки не дають відповіді на наступні важливі питання:

- які навантаження необхідно приймати для розрахунку конструкцій;
- з чим слід порівнювати одержані при розрахунку зусилля, напруження і переміщення;

- як врахувати відхилення (неадекватність) роботи ідеалізованої теоретичної моделі і фактичної конструкції;
- як оцінити надійність конструкції і забезпечити її безперебійне функціонування на протязі всього терміну служби.

Відповіді на ці та інші питання повинна дати методика розрахунку конструкцій.

1.2. Коротка історія розвитку розрахунку конструкцій

Незважаючи на тисячолітній досвід будівництва, проблема міцності споруди існувала завжди, актуальна вона і зараз. Довгий час будівельної механіки не існувало, тому навіть у найбільш досконалих стародавніх спорудах можна знайти грубі помилки, що свідчать про незнання ними основ опору матеріалів і теорії споруд. Будівельники визначали міцність інтуїтивно, методом численних проб і помилок, вони вчилися на уроках аварій і обвалень конструкцій. Забобонний страх перед невпізнаною тайною матеріалу примушував будівельників навіть звертатися по допомогу потойбічних сил із залученням молитов (що продовжується і зараз), змов і навіть жертвопринесень.

З давніх часів професія будівельника вважалася вельми відповідальною, і можливі будівельні помилки мали дуже серйозні наслідки для тих, хто їх припускав. Зокрема, Закони Хаммурапі, складені ще у 1750 р. до н. е., наступним чином регламентували відповідальність будівельників древньої Месопотамії.

«§ 229. Якщо будівельник збудує людині дім і зробить свою роботу неякісно, так, що збудований ним будинок завалиться і спричинить смерть господарю будинку, то цього будівельника треба вбити.

§ 230. Якщо він спричинить смерть синові господаря будинку, то треба вбити сина цього будівельника.

§ 231. Якщо він спричинить смерть рабові господаря будинку, то він повинен віддати господарю будинку раба за раба.

§ 232. Якщо він знищить пожитки, то він повинен відшкодувати все, що він знищив; за те, що збудував будинок неякісно, так, що він завалився, повинен відбудувати будинок, що завалився, за свій рахунок».

Наведемо тут також відносно недавній приклад. В 1830 р. знаменитий архітектор Карл Іванович Россі, починаючи будівництво Олександринського театру у Петербурзі, запропонував застосувати арочні кроквяні ферми з металу. Кілька крупних спеціалістів того часу висловили сумнів у міцності цих конструкцій і добилися зупинки будівництва. Ображений Россі негайно написав міністру двора: «В случае, когда бы в упомянутом здании от устройства металлической крыши произошло какое-либо несчастье, то в пример для других пусть тотчас же повесят меня на одной из стропил». Це був єдиний аргумент, бо теорії розрахунку подібних

ферм тоді ще не існувало. Прийшлося повірити інтуїції великого архітектора, ферми були збудовані і існують до теперішнього часу. Є така традиція і зараз у мостовиків.

Аварії траплялися не тільки у древні та середні віки, вони продовжувалися пізніше і трапляються навіть в теперішній час. Кожна аварія добавляла будівельникам нові знання, ставила нові завдання. Коли ж знань бракувало, в інженерні розрахунки вводили (і вводять зараз) коефіцієнт запасу. Приміром, визначали навантаження, яке може витримати елемент при експлуатації, і підбирали такі його розміри, що дозволяли витримати навантаження, більші експлуатаційних, скажімо, в 100 разів. Це значило, що створений елемент мав коефіцієнт запасу, рівний 100. Оскільки ніхто не знав, які непередбачувані, непізнані явища враховує цей коефіцієнт і чи повинен він бути саме таким, а не меншим, наприклад, в 10 разів, його назвали ***коефіцієнтом незнання***.

Історія розвитку будівельної науки зберігає такі славетні імена, як Архімед, Леонардо да Вінчі, Галілео Галілей, Роберт Гук, Томас Юнг, Леонард Ейлер та інші, які в тій чи іншій мірі розробляли питання запасу міцності конструкцій. Але вперше у будівельну науку коефіцієнт запасу ввів знаменитий французький інженер і вчений Луї Марі Анрі Нав’є (1785 – 1836). Будучі вже академіком, Нав'є в 1826 р. опублікував курс лекцій, в якому заклав основу теорії пружності та ввів поняття напружень. Нав’є запропонував встановити розрахункові допустимі напруження, при яких конструкція може працювати надійно, і на ці напруження вести розрахунок. Очевидно, що допустимі напруження повинні бути значно менше руйнівних. «Опору руйнуванню, – писав Нав’є, – недостатньо для проектування, оскільки треба знати не руйнівну силу, а ту, якою можна завантажити елемент без того, щоб виникаючі у ньому зміни зростали з часом». Якщо сталева балка руйнується при напруженні 4000 кгс/см^2, то Нав’є пропонує при згині приймати допустиме напруження, рівне 1300 кгс/см$^{2.}$. При цьому розміри балки приймаються такими, що під час експлуатації вона мала напруження, не вищі допустимого.

По мірі розвитку будівельної науки коефіцієнт запасу, по суті коефіцієнт незнання, змінювався, тому фактично вся історія науки про міцність була історією боротьби за зниження цього коефіцієнта незнання. Зараз цей коефіцієнт став відносно невеликим (про це мова буде далі), але для цього були потрібні століття.

Отже, починаючи з XIX сторіччя, коефіцієнт запасу був встановлений на основі інженерної інтуїції, досвіду проектування і експлуатації конструкцій і безроздільно панував у будівельній механіці до 50 років XX століття.

1.3. Процедура розрахунку за допустимими напруженнями

При розрахунку за цим методом напруження, що виникають в елементах конструкції, не повинні перевищувати допустиме напруження $[\sigma]$:

$$\sigma \le [\sigma]. \tag{1.1}$$

Допустимі напруження $[\sigma]$ становлять деяку частину від небезпечних (граничних) напружень. Для пластичних матеріалів такими небезпечними (граничними) напруженнями є межа текучості σ_y, при якій швидко зростають деформації і перешкоджають нормальній експлуатації конструкції. Зокрема, для будівельної сталі допустиме напруження дорівнює межі текучості, поділеному на коефіцієнт запасу k_1:

$$[\sigma] = \sigma_y / k_1. \tag{1.2}$$

Для крихких матеріалів небезпечним напруженням є межа міцності σ_u, при якій настає руйнування матеріалу. Отже, для допустимого напруження маємо

$$[\sigma] = \sigma_u / k_2, \tag{1.3}$$

Коефіцієнт запасу відносно границі текучості k_1 береться в межах від 1,2 до 2,5; коефіцієнт запасу відносно межі міцності для крихких матеріалів k_2=3…5 (а іноді й вище, наприклад, для каменів природних і штучних він може бути в межах 10…30). З поліпшенням якості матеріалів і уточненням теорії розрахунку значення допустимих напружень, очевидно, підвищуються

Розрахунок виконувався на навантаження, що відповідають звичайним умовам експлуатації. При цьому навантаження враховувалися не поодинці, а у наступних сполученнях.

1. Основні сполучення – сполучення таких навантажень, які регулярно діють на конструкцію, опір яким складає основне призначення конструкції. Найпростішим таким сполученням є сполучення постійного та корисного навантаження. Для багатьох конструкцій, наприклад, перекрить, до цих навантажень добавляється атмосферне снігове навантаження. Навантаження основних сполучень називаються *основними.*

2. Додаткові сполучення – сполучення основних навантажень з *додатковими*, що діють відносно рідко, і їхнє сприйняття не входить у призначення споруди. Найбільш типовим додатковим навантаженням був ураганний вітер. Вважалося, що він діє рідко і його сприйняття не є

призначенням конструкції, яка призначена для сприйняття корисного навантаження. В деяких випадках додатковим навантаженням можуть бути монтажні крани, які діють рідко тільки під час монтажу.

3. Особливі сполучення – сполучення основних і додаткових навантажень (зазвичай не всіх) з дуже рідко діючими особливими впливами, частіше аварійного характеру. Типовим прикладом особливих навантажень є сейсмічні навантаження в сейсмічних районах.

Для сталевих конструкцій в якості межі текучості приймалося його значення, встановлене в технічних умовах на поставку металу. В 50-і роки минулого сторіччя це значення для сталі Ст. 3 дорівнювало 2100 кгс/см^2. Коефіцієнт запасу приймався рівним $k_1 = 1{,}36$. Отже, допустиме напруження получалося рівним:

$$[\sigma] = 2100/1{,}36 = 1600 \text{ кгс/см}^2.$$

Це звичне значення приймалося у розрахунку лише на основні навантаження. При дії основних і додаткових навантажень коефіцієнт запасу приймався нижчим, і допустиме напруження підвищувалося до $[\sigma] = 1800$ кгс/см^2.

1.4. Недоліки методу допустимих напружень

В принципі, коефіцієнт запасу *k* повинен враховувати несприятливі фактори, що впливають на роботу конструкцій і не враховуються безпосередньо в теоретичних розрахунках. Тут можна назвати такі фактори, як:

- умови зведення і експлуатації конструкції;
- строк служби споруди;
- вид зусиль;
- характер навантажень і не взяті до уваги навантаження;
- неминуче коливання якості матеріалу;
- наближеність розрахунку.

Отже, можна сказати, що коефіцієнт запасу є узагальнюючим показником, що забезпечує безпеку конструкцій. Очевидно, таке навантаження на єдиний коефіцієнт є надмірним. Слід тут відмітити, що коефіцієнт запасу є основним і враховує лише загальні фактори і лише при статичному навантаженні. Врахування ж динамічності навантаження і різних додаткових факторів (концентрація напружень, змінність дії навантажень, поздовжній та позацентровий згин та ін.) здійснюється введенням додаткових коефіцієнтів, на які перемножується основний коефіцієнт.

Вже в середині XX сторіччя методика допустимих напружень серйозно стримувала розвиток будівельних конструкцій внаслідок цілої низки невизначеностей, з яких можна виділити наступне:

- у розрахунках приймалися навантаження, що відповідали нормальним умовам експлуатації, без урахування імовірності їхнього перевищення;
- не враховувалася можливість використання в конструкціях матеріалу з пониженими характеристиками у порівнянні із технічними умовами;
- припускалося, що дійсні умови роботи конструкції будуть відповідати ідеалізованим умовам, прийнятим у розрахунку;
- коефіцієнт запасу, який повинен був враховувати ці фактори, для всіх конструкцій із даного матеріалу залишався незмінним, незалежно від конкретних умов роботи конструкцій та степені їхньої відповідальності.

В результаті такого підходу різні конструкції мали ***різну надійність***. На це ще у 30-ті роки минулого сторіччя вказував видатний вчений-будівельник М.С. Стрілецький. Відомо, що власна вага конструкцій реально не може коливатися більше, ніж на 10 %. Тимчасові навантаження – сніг, вітер, вага людей і обладнання – в процесі експлуатації можуть варіюватися значно більше. Тому при різних співвідношеннях реальний запас міцності конструкцій суттєво відрізняється від теоретичного. При коефіцієнті запасу, рівному приблизно 2, і відношенні тимчасового і постійного навантаження 0,25:1,0 навіть трикратне зростання тимчасового навантаження дає тільки 40% збільшення сумарних напружень у порівнянні із нормативним значенням, що не створює загрози для конструкції. У той же час при величині цього відношення 4:1 вже двократний приріст тимчасового навантаження призводить до 80%-го перевантаження споруди, що при одночасному зниженні міцності матеріалу на 20 % проти норми може призвести до аварії. Аналогічну картину ми будемо мати в усіх випадках розрахунку споруд при наявності кількох незалежних силових впливів, кожний з яких може змінюватися в різній степені.

Крім того, робота конструкцій, зокрема сталевих, розглядалася лише у ***пружній стадії***, без урахування пластичних властивостей матеріалу, що знижувало їхню економічність. Залишався також неясним і критерій розрахунку конструкцій: що буде, якщо буде порушена умова (1.1). Тому єдиний коефіцієнт запасу неприйнятний у тих випадках, коли небезпечний стан знаходиться далеко за межею пропорційності між напруженнями і зусиллями.

На певному етапі розвитку методів розрахунку конструкцій (на початку XX-го сторіччя) склалося обґрунтоване враження, що метод

допустимих напружень не дає уявлення про істинний запас міцності, включає занадто великі коефіцієнти запасу і призводить до перевитрати цінних матеріалів, з яких виготовляється конструкція. Враховуючи це, за першу половину XX-го сторіччя допустимі напруження для сталі були підвищені приблизно вдвічі, для бетону – у півтора рази. Поки йшло підвищення допустимих напружень, не було вагомих аргументів для критики цього методу.

Однак по мірі уточнення розрахунків виявлялося, що у конструкціях існують зони, де напруження дорівнюють граничним і навіть їх перевищують, але конструкції не руйнуються, а безпечно експлуатуються. В якості прикладу наведемо сталеві ферми, які зазвичай розраховуються як шарнірні системи, хоча насправді їхні вузли жорсткі. Врахування впливу жорсткості вузлів і дослідження розподілу напружень у фасонках показали, що сталеві ферми, що благополучно експлуатуються навіть при динамічних навантаженнях, мають зони у фасонках, де розрахунок виявляє напруження, що перевищують граничні. Один із найбільш разючих дослідів був виконаний також ще в 1908 р.: кінці сталевої балки були жорстко затиснені у бетонні масиви, і балка була завантажена рівномірним навантаженням. Знаючи проліт балки, її профіль та момент опору, було легко обчислити те рівномірне навантаження, при якому балка повинна була зруйнуватися. Досвід показав, одначе, що руйнування балки наступило при навантаженні, яке на 30…40 % перевищувало розрахункове.

Тому в окремих випадках розрахунок за допустимими напруженнями вказував на необхідність підсилення конструкцій, які благополучно існували на протязі багатьох років.

Все це послужило основою розробки нового методу розрахунку конструкцій за граничними станами, який був прийнятий в СРСР в 1955 р. із затвердженням основного керівного документа по проектуванню – «Строительных норм и правил» (СНиП).

Метод допустимих напружень до сих пір використовується, зокрема, в машинобудуванні. Можна припустити, що це пов’язано з тим, що на відміну від будівельних конструкцій, конструкції машин експлуатуються у відносно стабільних, достатньо точно прогнозованих умовах, на протязі обмежених термінів часу. В цих умовах єдиний коефіцієнт запасу, певно, достатньо надійно покриває можливі несприятливі фактори експлуатації машин і механізмів.

Література

1. Пічугін С.Ф. Металеві конструкції: курс лекцій. – Частини 1– 5. – Полтава: ПолтНТУ, 2018 – 300 с.

2. Кліменко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції: Підручник. – 2-ге вид., випр. і доп. – Львів: світ, 2002. – 312 с.

3. Винников Ю.Л., Пічугін С.Ф., Довженко О.О., Дмитренко А.О., Вособійник П.П., Яковлєв А.В. Будівельні конструкції: Навчальний посібник. – Полтава: ПолтНТУ, 2011. – 378 с.

4. Баженов В.А., Ворона Ю.В., Перельмутер А.В. Будівельна механіка і теорія споруд. Нариси з історії. – К.: Каравела, 2016. – 428 с.

5. Кліменко В.З. Розв'язання невидимого конфлікту в будівельних конструкціях. Від інтуїтивного і умоглядного до наукового підходу: Навчальний посібник. – К.: Вид-во «Сталь», 2006. – 108 с.

6. Пічугін С.Ф. Етапи розвитку методу допустимих напружень як основи методу граничних станів // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К.: Вид-во «Сталь», 2022. – Вип. 29-30. – С. 21 – 54

Контрольні питання

1. Яка основна мета розрахунку будівельних конструкцій?
2. Як виконується розрахунок конструкцій за допустимими напруженнями?
3. Що повинен враховувати коефіцієнт запасу?
4. Які недоліки має метод допустимих напружень?

ЛЕКЦІЯ 2. ДЕЯКІ АСПЕКТИ МЕТОДИКИ ДОПУСТИМИХ НАПРУЖЕНЬ

2.1. Позитивний потенціал Урочного положення
2.2. Структура коефіцієнту запасу
2.3. Статистичний підхід до визначення коефіцієнту запасу
2.4. Гарантія неруйнівності

2.1. Позитивний потенціал Урочного положення

Незважаючи на наведену у попередній лекції критику щодо методу допустимих напружень, можна зробити загальний висновок, що, при всіх його недоліках, цей метод за 200-річний термін застосування все ж забезпечував необхідну надійність і безаварійність будівельних об'єктів по всьому світу. У підґрунті методу був набутий великий і цінний багаж наукових результатів, які згодом були покладені в основу нового методу граничних станів. Навіть з сучасних позицій можна відмітити певні позитивні аспекти методу допустимих напружень.

Першим нормативним документом, де були вміщені деякі положення методики розрахунку конструкцій, було «Урочне положення: посібник при складанні і перевірці кошторисів, проєктуванні та виконанні робіт». Цікаво відмітити, що його автором був граф Де-Рошефор Н.И. (1846 – 1903), інженер-будівельник і архітектор, будівельник залізниць і шосе, автор палаців Санкт-Петербурга. Урочне положення – унікальний посібник, який служив довідником для будівельників і архітекторів, підручником для викладачів, керівництвом для будівельних підрядчиків. У ньому вперше давалися роз'яснення до будівельних норм і правил і містився необхідний довідковий матеріал щодо будівництва. Урочне положення увійшло у дію вперше в 1869 р., перевидавалося зі змінами 13 разів, останнє видання було надруковано в 1930 р. Видання до цього дня є настільною універсальною книгою з будівництва, це єдине видання, видане в позаминулому сторіччі, яке все ще може служити багатьом інженерам-будівельникам.

Для основних конструкційних матеріалів в Урочному положенні наводилися механічні характеристики, які могли використовуватися у розрахунках конструкцій за допустимими напруженнями. Для порівняння у тексті містилася також аналогічна інформація з нормативів Німеччини. У табл. 2.1 вміщені систематизовані дані щодо міцності будівельних сталей, які тоді називалися «зварне залізо» (призначалося для подальшої гарячої обробки – полоса, бруски, круглий профіль) та «лите залізо» (не підлягалося гарячій обробці – кутики, таври, рейки, прокатні балки). З табл. 2.1 видно, що міцність дореволюційного литого заліза була аналогічна міцності сучасної сталі марки Ст3, а більш якісний метал рейок, ресор, пружин асоціюється з міцністю сучасних низьколегованих сталей. Рівень допустимих напружень сталі при розтягу для кроквяних конструкцій і мостів (середні значення 860 і 820 кгс/см^2) відповідає

коефіцієнтам запасу відповідно 4,56 і 4,81 по відношенню до середніх руйнівних напружень литого заліза. Специфіка роботи стиснутих елементів кроквяних ферм враховувалася пониженням допустимого напруження в середньому до 660 кгс/см^2 для коротких елементів і до 175 кгс/см^2 для довгих елементів (коефіцієнт запасу 22,5), чим узагальнено без розрахунку враховувався вплив гнучкості на стійкість стиснутих елементів кроквяних ферм. Як видно із табл. 2.1, допустимі напруження Німеччини для конструкцій кроквяних форм і мостів були більш сміливими, оскільки переважали російські приблизно у 1,5 разів і наближалися до вітчизняного рівня допустимих напружень 50-х років XX століття $[\sigma]=1600$ кгс/см^2. Міцність заклепок на зріз приймалася рівною 4/5 міцності на розтяг елементів конструкцій.

Таблиця 2.1

Механічні характеристики металів, кгс/см^2 (Урочне положення)

<table>
<tr><td colspan="2">Руйнівні напруження</td><td colspan="6">Допустимі напруження</td></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="2">Урочне положення</td><td colspan="3">Урочне положення</td><td colspan="2">Німеччина</td></tr>
<tr><td colspan="5">Кроквяні конструкції</td></tr>
<tr><td>Зварне залізо</td><td>3000 – 3910</td><td>Розтяг</td><td colspan="2">810 – 915</td><td rowspan="3">Розтяг стиск</td><td>Зварне залізо</td><td>до 1440</td></tr>
<tr><td>Лите залізо</td><td>3035 – 4850</td><td rowspan="3">Стиск короткі ел-ти
довгі ел-ти</td><td colspan="2" rowspan="2">610 – 710
150 – 200</td><td rowspan="2">Лите залізо</td><td rowspan="2">до 1600</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Балки, рейки</td><td rowspan="2">3730 – 5300</td></tr>
<tr><td colspan="5">Мости</td></tr>
<tr><td>Ресори</td><td>5300 – 8000</td><td rowspan="2">Розтяг, стиск</td><td>Зварне залізо</td><td>600 – 725</td><td rowspan="2">Розтяг стиск</td><td>Зварне залізо</td><td>750 – 1000</td></tr>
<tr><td>Пру-жини</td><td>8000 – 9015</td><td>Лите залізо</td><td>690 – 950</td><td>Лите залізо</td><td>1000 –1200</td></tr>
</table>

Урочне положення містило також деякі вказівки щодо навантажень на конструкції, зокрема, на кроквяні ферми (табл. 2.2). Можна вважати, що регламентоване змінне навантаження на покриття 160 кгс/м^2 із запасом враховувало снігове навантаження на основній території країни, а сумарне розрахункове навантаження 180 – 230 кгс/м^2, разом із запасом по міцності, забезпечувало певний рівень безаварійності конструкцій, виконаних за грамотними розрахунками. Замітимо при цьому, що урочні рекомендації щодо сумарних навантажень на покрівлі відповідають німецьким нормативам для пологих покрівель (табл. 2.2), які додатково містять підвищені значення навантажень для крутих покрівель, розповсюджених у Німеччині.

Таблиця 2.2

Навантаження на кроквяні ферми (Урочне положення)

Норми	Навантаження, кгс/м^2			
Урочне положення	Власна вага	20 – 70		
	Змінні	160		
	Сумарні	180 – 230		
Німеччина	Сумарне навантаження	Круті покрівлі (1:3)	Важкі (черепиця)	300
			Легкі (залізо, цинк)	250
		Пологі покрівлі (1:4)	Важкі (черепиця)	225
			Легкі (залізо, цинк)	185

В Урочному положенні містяться також міцнісні дані (тимчасові опори) деревини – розповсюдженого тоді і зараз будівельного матеріалу (табл. 2.3). Для порівняння у цій же таблиці наводяться середні значення межі міцності сучасної деревини (малих чистих зразків).

Таблиця 2.3

Порівняльні дані щодо міцності деревини, кгс/см^2

Породи деревини	Розтяг		Стиск		Сколювання	
	Ур. пол.	Сучас.	Ур. пол.	Сучас.	Ур. пол.	Сучас.
Модрина	1120	940	560	470	–	74
Сосна	1020		510		100	
Ялина	960		480		–	
Дуб	810	1130	530	526	150	103

Можна відмітити, що міцність сучасної хвойної деревини на розтяг, стиск та сколювання одного порядку і навіть дещо менше (на 10 – 20%) порівняно з деревиною, яка застосовувалася у будівництві більше 100 років тому. Урочне положення регламентувало коефіцієнт запасу для деревини, рівний 10, тобто основне допустиме напруження деревини на розтяг дорівнювало в середньому 100 кгс/см^2. У сучасних нормах проектування дерев'яних конструкцій розрахунковий опір деревини також значно менше вихідної міцності малих чистих зразків внаслідок врахування понижуючих коефіцієнтів надійності, тривалого опору деревини та умов роботи. Для розтягнутих елементів 1-го сорту розрахунковий опір дорівнює R_p=10 МПа = 100 кгс/см^2. Таким чином, дещо несподівано вийшло, що розрахунковий опір деревини початку XXI-го століття співпадає з допустимим напруженням дореволюційної деревини, що можна вважати прикладом спадкоємності діючих норм проєктування.

Для цегли Урочне положення наводить кілька значень міцності на стиск, названої «тимчасовим опором роздробленню», що дорівнював 70 кгс/см^2 для кладки монументальних і високих будинків і 56 кгс/см^2 в середньому для кладки. Відмітимо, що перше з цих значень близько до середньої міцності $\overline{R} = 75$ кгс/см^2 марки М75 сучасної розповсюдженої

цегли. Допустиме напруження цегли з урахуванням коефіцієнту запасу, рівного 10, приймалося рівним 5,6 кгс/см^2, і на це доволі низьке значення, певно, орієнтувалися будівельники того часу у розрахунках міцності цегляної кладки. При цьому у більшості випадків цегляні стіни клалися без розрахунку, орієнтуючись на рекомендацію Урочного положення, що в наших кліматичних умовах стіни мають товщину не менше 2,5 цеглин. Зі збільшенням поверховості будинків товщина стін збільшувалася, зокрема, до 3,5 цеглин на нижніх поверхах п'ятиповерхових будинків. Міцність («тимчасовий опір роздробленню») цегляної кладки того часу була досить високою: «добра» кладка – 60 кгс/см^2, «слабка» – 38 кгс/см^2. Для розрахунків міцності несучих стін використовувалися суттєво менші допустимі напруження зі значними коефіцієнтами запасу: навантажені стіни – 2,0 – 5,0 кгс/см^2 (коефіцієнти запасу 12 – 30); навантажені стовпи і колони – 1,2 – 1,5 кгс/см^2 (коефіцієнти запасу 40 – 50). Можна припустити, що саме тому цегляні стіни дореволюційних будинків мали велику товщину. Між тим, сучасні випробування і розрахунки показують значно більшу міцність цегляної кладки. Наприклад, кладка з цегли марки М75 на розчині М75 має середню міцність 28 кгс/см^2, що при коефіцієнті однорідності $\kappa = 0{,}5$ дає значення розрахункового опору кладки 14 кгс/см^2.

Урочне положення наводить також значення межі міцності («опору роздробленню») для природних каменів, зокрема, граніту, базальту, вапняку та ін., разом із загальним коефіцієнтом запасу 10.

2.2. Структура коефіцієнту запасу

Основним принципом інженерної справи й інженерного розрахунку є ***умова неруйнівності***, відповідно до якого діюче в споруді (конструкції) найбільше зусилля за час його служби повинне бути менше або, у крайньому випадку, дорівнювати найменшому можливому за цей час граничному опорові матеріалу конструкції:

$$max\, S_{констр.}^{фаукт.гран.} \le min\, S_{мат.констр.}^{факт.гран.}. \qquad (2.1)$$

Відповідно до цього основне питання інженерного розрахунку є визначення цих зусиль. Безсумнівно, задача ця винятково складна, тому що ми в ній маємо справу з гіпотетичними зусиллями.

Очевидно, що виконання вказаної нерівності можна передбачати тільки з визначеною часткою ймовірності. Тому було обґрунтовано висновок, що йдучи статистичним шляхом, вивчаючи і зіставляючи факти роботи однорідної групи споруд і матеріалу в конструкціях, можна установити закон появи цих факторів і екстраполювати цей закон на майбутнє, якщо мати для цього достатні підстави.

Умова неруйнівності може бути переписана у більш розгорнутій формі в ув'язці з методикою допустимих напружень:

$$max\, S_{констр.}^{факт.гран.} = k \cdot S_{розр.зусил.} \le c \cdot S_{норм.}^{мат.}\, min\, S_{мат.констр.}^{факт.гран.}, \qquad (2.2)$$

де k – коефіцієнт запасу відносно зусиль (напружень);

c – перехідний коефіцієнт від фактичного напруження матеріалу до нормативного, що має таку ж природу, як коефіцієнт запасу k, який інколи називався коефіцієнтом якості матеріалу. За нормативне граничне напруження може бути прийнятий бракувальний мінімум матеріалу або яке-небудь інше, більш зручне, значення.

Якщо перенести коефіцієнт c у ліву частину, одержуємо наступний вираз:

$$k\frac{1}{c}S_{розр.зусил.} = k_0 \cdot S_{розр.зусил.} \le S_{норм.}^{мат.}. \qquad (2.3)$$

де k_0 – розрахунковий коефіцієнт запасу щодо нормативного опору матеріалу.

М.С. Стрілецький вперше представив коефіцієнт запасу як ***добуток*** вхідних у нього компонентів:

$$k = k_1 k_2 ... k_n = \prod k_i . \qquad (2.4)$$

Структура коефіцієнта запасу у вигляді добутку співмножників названа ***канонічною структурою коефіцієнта запасу.*** Така структура зручна тим, що число співмножників у ній завжди може бути встановлене в залежності від ходу дослідження. Ця структура найбільше відповідає практиці розрахунку, відповідно до якої специфічні випадки роботи конструкції і матеріалу традиційно оцінюються коефіцієнтами, що входять у розрахунок у вигляді співмножників. Так, якщо треба врахувати небезпеку втрати стійкості гнучкого стержня, вводиться коефіцієнт поздовжнього згину φ. Якщо необхідно врахувати небезпеку утоми, повзучості, тривалого опору тощо, вводяться відповідні коефіцієнти зменшення несучої здатності при утомі, повзучості і т.п. Усі ці коефіцієнти мисляться як співмножники загального коефіцієнта запасу.

Кожен коефіцієнт k_i являє собою відношення деякої змінної величини (фактичного навантаження, фактичного стану тощо) до деякої величини, прийнятої за одиницю порівняння, якою є розрахункове навантаження, розрахунковий стан і ін. Кожен коефіцієнт k_i, у свою чергу, може бути розбитий на елементи. Однак не слід прагнути до надмірного збільшення числа коефіцієнтів, тому що ефективність такого збільшення в сильній степені погашається помилками визначення кожного з них.

Відзначимо при цьому, що більш загальні коефіцієнти, що залежать від великого числа факторів, більш стабільні.

До того ж висунута методика не вимагає великого числа коефіцієнтів. Рекомендується об'єднати коефіцієнти в три групи:

1) група режиму навантаження (коефіцієнт k_1);

2) група умовностей розрахунку (коефіцієнт k_2);

3) група стану споруди (коефіцієнт k_3).

Істотну особливість цих груп являє те, що вони можуть розглядатися ***незалежними*** одна від одної. Дійсно, якщо прийняти, що стан споруди визначається звичайним і споруда експлуатується без особливих обмежень, умова експлуатації (режиму навантаження), метод розрахунку і фактичний стан споруди зовсім незалежні один від одного і можуть вважатися обставинами, що не мають кореляційних зв'язків (за термінологією математичної статистики або теорії ймовірності).

2.3. Статистичний підхід до визначення коефіцієнту запасу

Кожний з коефіцієнтів, що характеризує яку-небудь особливість роботи спорудження, залежить від великого числа причин і обставин, що можуть мати місце під час служби спорудження, і тому найкраще може бути описаний за допомогою ***статистичного методу.***

Для цієї мети в результаті статистичної обробки спостережень установлюється, як часто при експлуатації споруди з'являється те або інше значення досліджуваного явища. Результати цих спостережень оформляються у виді графіків (частотних кривих), на осі абсцис яких наносять можливі значення досліджуваного аргументу (явища), а на осі ординат – число випадків появи кожного значення або частоту їхньої появи (детально побудова частотних кривих буде розглянута нижче).

Одержавши на підставі спостережень дослідні чи обчислені значення коефіцієнтів k_i і побудувавши для них частотні криві, можна одержати максимальні значення коефіцієнтів k_i і по них одержати значення загального коефіцієнта запасу:

$$k = max\, k_1 \cdot max\, k_2 \cdots max\, k_n . \qquad (2.5)$$

Однак таке визначення має два недоліки.

По-перше, точне визначення значень $\max k_i$ утруднено, тому що максимальні значення коефіцієнтів недостовірні, оскільки вони визначаються по невеликому числу спостережень, а граничне (найбільше) значення – навіть по одному спостереженню. До того ж немає ніяких підстав стверджувати, що не може бути в майбутньому більших значень, у порівнянні з тим, яке прийняте за граничне, на основі досвіду минулого.

По-друге, оскільки коефіцієнти k_i незалежні один від одного, ми не можемо стверджувати, що максимальні значення цих коефіцієнтів можуть мати місце одночасно і що тому з практичним ступенем імовірності має місце рівність:

$$k = max(maxk_1, maxk_2, \cdots maxk_n) = \prod maxk_i . \qquad (2.6)$$

Для подолання цих труднощів необхідно:

1) підвищити вірогідність крайніх частин кривих, залучаючи для цього всю досить достовірну, засновану на великому числі спостережень, середню частину кривих;

2) установити крайні значення кривих на підставі досить об'єктивного критерію.

Для цього необхідно дослідні криві замінити теоретичними кривими розподілу, їм найбільш близькими, що являють собою перспективне відображення дослідних даних при досить великому числі спостережень. Такі криві, як було зазначено, можуть вважатися рівнодостовірними у всіх точках.

Для того, щоб подолати нерівність

$$max\prod k_i = max(k_i, k_2, ..., k_n) \neq maxk_1 \cdot maxk_2 \cdots maxk_n \qquad (2.7)$$

через несумісність максимальних значень коефіцієнтів k_i, необхідно побудувати криву розподілу для величини $Пk_i$ добутку величин k_i. Така побудова може бути виконана, базуючись на апараті теорії ймовірностей. Відмітимо при цьому, що розподіл добутку випадкових величин прямує до логнормального розподілу.

Коефіцієнт c може бути представлений принаймні у виді добутку двох коефіцієнтів:

- коефіцієнта c_1, що представляє собою відношення фактичного опору матеріалу зразка до нормативного опору матеріалу

$$c_1 = S^{факт}_{мат.кон.} / S^{норм}_{мат}; \qquad (2.8)$$

- коефіцієнта c_2 , що представляє собою відношення фактичного опору матеріалу в конструкції до фактичного опору матеріалу зразка

$$c_2 = S^{факт}_{мат.кон.} / S^{норм}_{мат.зр} . \qquad (2.9)$$

Коефіцієнт c_1 визначається прийомними іспитами матеріалу зразка (у лабораторних умовах). Для величезного числа матеріалів криві $S_{мет.зр}^{факт}$ і c_1 мають вигляд нормальних гауссових кривих, які добре вивчені.

Коефіцієнти c_2 залежать від типу і структури конструкції. У конструкціях, структурно найпростіших, як кам'яні стовпи, стіни і т.д., значення коефіцієнта c_2 у першу чергу залежить від обставин зведення споруд і, очевидно, може бути отримане з досвіду безпосереднім випробуванням конструкцій; при цьому коефіцієнт може бути розбитий на ряд проміжних коефіцієнтів, що залежать від обставин зведення конструкцій. У конструкціях, структурно складних, наприклад у фермах, рамах, крім питань зведення і виготовлення, істотним повинен бути вплив структурних характеристик спорудження. Як перше наближення, структура споруди може бути охарактеризована тією особливістю, що вона складається з багатьох елементів, що можуть руйнуватися окремо. У цьому відношенні споруди можуть бути статично визначеними, у яких руйнування одного (кожного) елемента вже є руйнуванням системи, і статично невизначеними, для руйнування яких потрібне руйнування декількох елементів, числом, рівним числу статичної зв'язності системи.

2.4. Гарантія неруйнівності

Умова неруйнівності вимагає сполучення крайніх значень кривих $kS_{розр}$ і $cS_{норм}$. Однак, оскільки криві k і $kS_{розр}$, точно так само, як криві c та $cS_{норм}$ асимптотичні, точне виконання цієї умови неможливе, тому що крайні значення кривих нам невідомі. Таким чином, виконання умови неруйнівності можливе тільки з певною точністю. Для цієї мети приходиться умовно обривати зазначені криві у визначеній точці і сполучати відсічені криві. Мірою точності такого сполучення, очевидно, є відкинуті площі кривих за фактичною точкою перетину або добуток цих площ.

Відкидаючи них, ми приймаємо їх за практичний нуль і цим самим, сполучаючи криві, стверджуємо, що умова неруйнівності практично виконана і наші споруди практично неруйнівні.

Таким чином, добуток відкинутих площ $\omega_1 \cdot \omega_2$ може розглядатися як міра неточності твердження, що споруда неруйнівна, а величина

$$\Gamma = 1 - \omega_1 \cdot \omega_2, \qquad (2.10)$$

може розглядатися як міра точності твердження, що споруда неруйнівна.

Тому ця величина Γ (2.10) названа М.С. Стрілецьким величиною ***гарантії неруйнівності споруди.*** Він підкреслює, що величина гарантії неруйнівності є зовсім умовною величиною, зв'язаної з виконанням умови неруйнівності (рис. 2.1).

Ще у 1938 р. М.С. Стрілецький ***вперше*** визначив чисельні значення гарантії неруйнівності. Розглядалися сталеві ферми під холодну залізобетонну покрівлю. Ураховувалися статистичні дані щодо навантажень від снігу і вітру за 35 років (1885…1930 рр.). Був виконаний аналіз наступних варіантів конструкцій.

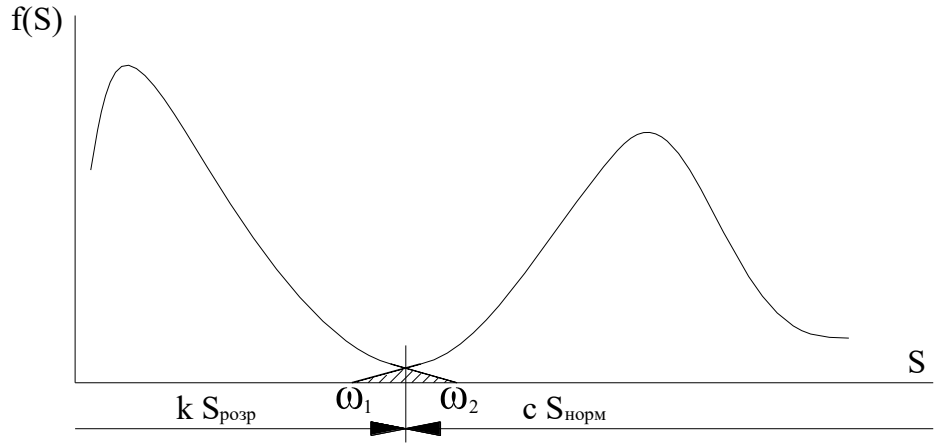


Рис. 2.1. Умова неруйнівності

1. Ферми із сталі Ст0 з допустимим напруженням $[\sigma]$ = 1200 кгс/см^2 і статистичними характеристиками $\bar{\sigma}$=2420 кгс/см^2 і $\hat{\sigma}$=150 кгс/см^2;

2. Ферми із сталі Ст3 з допустимим напруженням $[\sigma]$ = 1400 кгс/см^2 і статистичними характеристиками $\bar{\sigma}$=2700 кгс/см^2 і $\hat{\sigma}$=148 кгс/см^2.

Для ферм 1-го варіанта площі хвостових частин кривих (рис. 2.1) склали $\omega_1 = 2{,}36 \cdot 10^{-4}$; $\omega_2 = 2{,}3 \cdot 10^{-4}$, що дало величину гарантії неруйнівності Г=1 – $5{,}5 \cdot 10^{-8}$. Для 2-го варіанту виявилося відповідно $\omega_1 = 2{,}5 \cdot 10^{-4}$; $\omega_2 = 3 \cdot 10^{-4}$, Г=1 – $8{,}5 \cdot 10^{-8}$. Отже, сталеві ферми, розраховані по нормам 1934 р, мали дуже високі величини гарантії неруйнівності.

Обчислені в умовах норм 1934 р. на підставі кривих розподілу навантажень і межі текучості величини гарантії неруйнівності для металевих конструкцій давали значення, що знаходилися далеко у межах асимптотичної частини кривої гарантії неруйнівності. Звідси, якщо вважати вихідні дані правильними, можна було прийти до висновку, що існують об'єктивні передумови про можливість підвищення напружень, що допускаються для металевих конструкцій у порівнянні з нормами 1934 р. Безсумнівно, наявні дослідні дані не були

вичерпними, а служили тільки первинним матеріалом, що розкривав загальну картину явища. Однак і цей матеріал показував, що значення величин гарантії неруйнівності при нормах 1934 р. виявлялися досить близькими до одиниці. Це обставина, очевидно, повинна була залишитися в силі і при зміні вихідних даних, оскільки на асимптотичній частини кривій навіть значні зміни аргументу позначаються досить мало.

В розпал Другої світової війни в 1942 р. зазначені міркування були обґрунтовані М.С. Стрілецьким і враховані Наркомбудом СРСР, в результаті чого напруження, що допускаються, для сталевих конструкцій, були підвищені на 2 кГс/мм^2 і прийняті для конструкцій зі сталі Ос рівними 14 кГс/мм^2 (на 15 %!), а для конструкцій зі сталі Ст3 рівними 16 кГс/мм^2 (на 12,5 %!) при збереженні без зміни механічних характеристик сталей (нормована найменша границя текучості для сталі Ос 19 кГс/мм^2 і для сталі Ст3 22 кГс/мм^2). Це був справжній подвиг М.С. Стрілецького і тріумф науково-технічної думки, коли «на кінчику пера» було досягнуто таке суттєве підвищення розрахункової міцності сталі, особливо необхідне під час війни.

Ці зміни зменшували коефіцієнт запасу з 1,58 до 1,36 (при дії основних навантажень). Незважаючи на досить малу величину коефіцієнта запасу, що була рекордною, таке підвищення напружень, очевидно, виявилося можливим, як показав відповідний аналіз. Величина гарантії неруйнівності при коефіцієнті запасу 1,36 склала, за різними оцінками, $\Gamma = 1 - 6\cdot10^{-7}; 1 - 3\cdot10^{-6}$; $1 - 5\cdot10^{-6}$. Усі величини Γ залишилися досить близькими до одиниці, вони для металевих конструкцій легкого типу лише на мільйонні частки менше одиниці.

Література

1. Баженов В.А., Ворона Ю.В., Перельмутер А.В. Будівельна механіка і теорія споруд. Нариси з історії. – К.: Каравела, 2016. – 428 с.

2. Пічугін С.Ф. Етапи розвитку методу допустимих напружень як основи методу граничних станів // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К.: Вид-во «Сталь», 2022. – Вип. 29-30. – С. 21 – 54.

3. Барковський В.В., Барковська Н.В., Лопатін О.К. Теорія ймовірностей та математична статистика. – К.: ЦУП, 2002. – 448 с.

4. Пічугін С.Ф. Статистичні характеристики міцності матеріалів будівельних конструкцій // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К.: Вид-во «Сталь», 2020. – Вип. 25-26. – С. 58 – 80.

Контрольні питання

1. Структура коефіцієнту запасу.
2. Статистичний характер коефіцієнту запасу.
3. Сутність і визначення гарантії неруйнівності.
4. Яким чином вдалося підвищити допустимі напруження для сталі Ст3 з 14 кГс/мм^2 до 16 кГс/мм^2?

ЛЕКЦІЯ 3. ОСНОВИ МЕТОДУ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ

3.1. Впровадження методу
3.2. Визначення граничних станів
3.3. Класифікація граничних станів
3.4. Гранична нерівність для граничних станів першої групи
3.5. Гранична нерівність для граничних станів другої групи
3.6. Ефект введення методу граничних станів

3.1. Впровадження методу

Наведені в попередніх лекціях суттєві недоліки методу допустимих напружень були досить давно помічені радянськими інженерами і вченими. Внаслідок цього на найвищому державному рівні була поставлена задача розробити єдиний метод розрахунку і удосконалити систему коефіцієнтів запасу.

Ще до закінчення Другої світової війни, в 1943 р. при Технічній раді Наркомбуду СРСР була організована комісія по уніфікації методів розрахунку будівельних конструкцій, яка пізніше перейшла у ведення Центрального науково-дослідного інституту промислових споруд (ЦНИПС). Для роботи у комісії були залучені В.О. Балдін (металеві конструкції), О.О. Гвоздєв (залізобетонні конструкції і будівельна механіка), І.І. Гольденблат (теорія пружності), Ю.М. Іванов, В.М. Коченов (дерев'яні конструкції), В.М. Келдиш (голова комісії, залізобетонні конструкції), Л.І. Онищик (кам'яні конструкції). М.С. Стрілецький (металеві конструкції і статистичні методи розрахунку), К.Е. Таль (залізобетонні конструкції). В 1944 р. комісія внесла пропозиції про заміну єдиного коефіцієнта запасу системою диференційованих коефіцієнтів мінливості. На основі цих пропозиції і подальших досліджень та обговорень дещо пізніше у 1955 році відбувся перехід розрахунку усіх конструкцій на більш сучасну і обґрунтовану методику граничних станів.

Перші норми проектування сталевих конструкцій за граничними станами – НиТУ 121-55 «Нормы и технические условия проектирования стальних конструкцій» і СНиП II-Б. 1-54 «Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия». Далі обидва документи були неодноразово перероблені і перевидані на постійній загальній основі методу граничних станів. В останні роки в Україні розроблені (з участю автора даного конспекту лекцій) суттєво змінені норми навантажень (ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи») і норми проектування сталевих конструкцій (ДБН В.2.6-163:2010 «Сталеві конструкції»).

3.2. Визначення граничних станів

Необхідність переходу до методу граничних станів може бути аргументована наступнім чином. Задамося питанням: яка основна задача стоїть перед інженером при проектуванні будівлі або споруди? На перший погляд відповідь ясна – забезпечити несучу здатність конструкцій, і на це питання з певною неточністю відповідав метод допустимих напружень. Але для чого нам потрібен, наприклад, міцний будинок, в якому неможливо або некомфортно жити (стіни просідають і тріщать (Полтавський краєзнавчий музей), в будинку холодно внаслідок недостатньої теплоізоляції, погана звукоізоляція)? Або потужний промисловий цех, в якому неможливо працювати (Полтавський алмазний завод з текучими покрівлями, Кременчуцький завод «Ампер» з вібруючими перекриттями)? Очевидно, що головна вимога до будівель, споруд та їх конструкцій є в тому, щоб їх було нормально експлуатувати.

Отже, метою розрахунку будівельних конструкцій є ***забезпечення необхідних умов експлуатації будівлі чи споруди*** і достатньої їх міцності при найменшій приведеній вартості, тобто найменших витратах матеріалів та праці на виготовлення, монтаж і експлуатацію.

Граничні – це такі стани, при яких конструкції перестають задовольняти вимогам, поставленим під час зведення і експлуатації.

Відмітимо, що граничні стани мають різну значимість. Зокрема, при настанні одних з них виникають тільки перешкоди нормальній експлуатації. Наведемо тут деякі приклади.

- Прогин підкранової балки, що перевищує 1/400 прольоту, затрудняє рух мостового крану і потребує при цьому додаткових витрат енергії.
- Прогин балок перекриття у межах 1/150…1/200 викликає дискомфортний стан у працюючого персоналу.
- Помітні переміщення каркасу будівлі можуть призвести до пошкодження стінового огородження.
- Пошкодження антикорозійного покриття сприяють розвитку корозії сталі і зменшують довговічність конструкцій.

Інша ситуація складається, якщо граничний стан призводить споруду до повної неприйнятності до експлуатації. Наведемо і тут характерні, значно небезпечніші приклади.

- Поперечна тріщина в розтягнутому поясі балки, що може спричинити її руйнування.
- Втрата стійкості стиснутого розкосу, яка веде до падіння ферми.
- Утворення шарніра пластичності в однопролітній балці, що перетворює її у змінну систему.

3.3. Класифікація граничних станів

Граничні стани поділяються на дві групи.

Граничні стани першої групи – призводять до вичерпання несучої здатності конструкцій та (або) зумовлюють їх повну непридатність до подальшої експлуатації. Вимоги цієї групи абсолютні, оскільки при їх порушенні конструкція, зокрема металева, перестає існувати, перетворюючись на металолом. Стани цієї групи зазвичай називають «граничними станами за несучою здатністю».

Граничні стани другої групи – зумовлюють непридатність конструкцій до нормальної експлуатації чи знижують їх довговічність внаслідок значного деформування. Нормальною вважають експлуатацію, яка здійснюється відповідно до технологічних або побутових умов без обмежень, передбачених у нормах чи завданні на проектування. Вимоги цієї групи менш категоричні, бо стосуються тільки режиму експлуатації конструкцій, яким можна керувати. Стани цієї групи зазвичай називають «граничними станами за деформаціями».

До граничних станів першої групи відносяться:

- в’язке, крихке, втомне чи іншого характеру руйнування, спричинене силовими впливами;
- руйнування від одночасної дії силових факторів та несприятливих впливів зовнішнього середовища;
- загальна втрата стійкості форми (наприклад, втрата стійкості балки або стиснутого розкосу ферми) ;
- втрата стійкості положення (наприклад, повалення підпорної стінки або димової труби, падіння плавучого крану «Захарій» в Києві, рис. 3.1)*;*
- якісна зміні конфігурації, перетворення конструкції у геометрично змінну систему;
- резонансні коливання (руйнування Такомського моста, рис. 3.2);
- стани, при яких виникає необхідність припинити експлуатацію через надмірну текучість матеріалу, зсуви у з’єднаннях, повзучість, наявність тріщин у металевих конструкціях.

До граничних станів другої групи відносяться:

- переміщення конструкцій, що створюють перешкоди для експлуатації споруди;
- надмірні осідання, кути повороту конструкцій;
- коливання, що порушують роботу обладнання або санітарно-гігієнічні норми для працюючого персоналу;

- розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях (у перших варіантах норм розрахунку це відносилося до окремого третього граничного стану, який згодом прибрали з норм)
- інші порушення, що ведуть до тимчасового припинення експлуатації та проведення ремонту.

3.4. Гранична нерівність для граничних станів першої групи

Розрахунок конструкцій повинен гарантувати, що граничний стан цієї групи наступить не частіше, ніж один раз за весь термін експлуатації, або взагалі не наступить. Виконання цієї умови забезпечується при задоволенні наступної нерівності, названої «умовою неруйнівності»:

$$N \le \Phi \text{ ,} \tag{3.1}$$

де N – найбільше можливе зусилля (граничне) в елементі конструкції за весь період експлуатації (функція навантажень і впливів);

Φ – найменша можлива несуча здатність елемента, тобто граничне зусилля, яке може витримати елемент (функція властивостей матеріалу і розмірів елемента).

Треба підкреслити, що такий підхід до розрахунку конструкцій з одночасним урахуванням максимальних зусиль і мінімального опору елементів забезпечує достатньо високий рівень надійності конструкцій, про що свідчить багаторічний безаварійний досвід експлуатації будівельних конструкцій.

В перших нормах розрахунку конструкцій за граничними станами умова (3.1) розшифровувалася наступним чином:

$$\sum \alpha_i P_i^H n_i \le m \Phi R^H k, \tag{3.2}$$

де α_i – коефіцієнт переходу від i-го навантаження до зусилля в елементі (інакше кажучи – число впливу);

P_i^H – нормативне навантаження;

n_i – коефіцієнт перевантаження;

m – коефіцієнт умов роботи;

Φ – геометрична характеристика перерізу (площа, момент опору тощо);

R^H – нормативний опір матеріалу;

k – коефіцієнт однорідності.

Пояснимо зміст кожного із коефіцієнтів граничної нерівності.

Нормативні значення навантажень P_i^H – це основні характеристики навантажень, їх максимальні значення, які відповідають нормальній

експлуатації споруди і встановлюються нормами проектування. Коефіцієнт перевантаження n_i враховує змінність навантажень та можливість перевищення діючими навантаженнями нормативних величин. Розрахункові значення навантажень визначаються як

$$P = P^H n. \tag{3.3}$$

Розрахункові навантаження – це найбільші навантаження, можливі за період експлуатації споруди, які можуть призвести до вичерпання її несучої здатності. Методика обґрунтування нормативних значень і коефіцієнтів перевантаження є різною для різних навантажень. Детально ці питання розглядаються у подальших розділах курсу.

Нормативний опір матеріалу R^H – це основний опір матеріалу, що встановлюється нормами і контролюється при виготовленні та прийманні матеріалу. Для сталі нормативний опір дорівнює бракувальному мінімуму межі текучості або межі міцності сталі, згідно із діючими ГОСТами на відповідні марки і класи сталі. Коефіцієнт однорідності k враховує можливість попадання у конструкцію сталі із значенням межі текучості (міцності) нижче встановленого стандартом бракувального мінімуму, внаслідок вибірковості процедури бракувальних випробувань сталі (кілька випробувальних зразків на партію сталі в десятки тон). Розрахунковий опір матеріалу визначається як

$$R = kR^H. \tag{3.4}$$

Отже, розрахунковий опір матеріалу, зокрема сталі – це найменше можливе значення межі текучості (міцності).

Коефіцієнт умов роботи m враховує особливості роботи конструкцій, що підвищують або понижують надійність їх роботи.

Зміст і структура граничної нерівності і розрахункові коефіцієнти застосовуються без суттєвих змін по сей день. Деякі доповнення і зміни у позначення були внесені в норми СНиП в 80-ті роки минулого століття, і замість формули (3.2) записувався наступний вираз:

$$N = \gamma_n \sum_{i=1}^{m} F_{ni} \gamma_{fi} \psi_i \alpha_i \le A R_n \gamma_c / \gamma_m = \Phi. \tag{3.5}$$

Тут F_{ni} – нормативне навантаження;

γ_{fi} – коефіцієнт надійності за навантаженням, аналогічний коефіцієнту перевантаження;

R_n – нормативний опір матеріалу;

γ_m – коефіцієнт надійності за матеріалом, аналогічний коефіцієнту однорідності (обернена величина);

γ_c – коефіцієнт умов роботи;

ψ_i – коефіцієнт сполучення, який вводиться при сумісному врахуванні кількох навантажень; цей коефіцієнт в неявній формі був присутній у попередніх виданнях норм;

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням, який враховує різну капітальність і відповідальність будівельних об'єкті;

A – геометрична характеристика перерізу;

α_i – число впливу.

Розрахункові навантаження визначаються, як і раніше, $F = \gamma_{fi} F_n$, а розрахунковий опір дещо інакше: $R = R^n / \gamma_m$.

В нещодавно прийнятих національних нормах ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи», у розробці яких приймав автор посібника, дещо змінено визначення навантажень у загальному виразі (3.5):

- замість нормативного навантаження введено характеристичне значення навантаження F_0, визначення якого суттєво відрізняється для деяких навантажень (атмосферні, кранові);
- для розрахунку за граничними станами першої групи використовуються: граничне розрахункове значення $F_m = \gamma_{fm} F_0$, квазіпостійне розрахункове значення $F_p = \gamma_{fp} F_0$ (при врахуванні довготривалих процесів, повзучості тощо), циклічне розрахункове значення $F_c = \gamma_{fc} F_0$ (для вібраційних навантажень).

3.5. Гранична нерівність для граничних станів другої групи

В перших варіантах норм проектування конструкцій за граничними станами ця нерівність мала такий вигляд:

$$\sum P_i^H \Delta_i \le f\,, \tag{3.6}$$

де Δ_i – переміщення або деформація від одиничного навантаження;

f – гранична допустима величина переміщення або деформації.

Нерівність (3.6) в подальших виданнях норм дещо змінило форму:

$$\gamma_n \sum_{i=1}^{n} F_{ni} \psi_i \delta_i \le \Delta\,, \tag{3.7}$$

де δ_i – число впливу, тобто переміщення конструкції від одиничного навантаження;

Δ – гранична величина переміщення, що визначає можливість нормальної експлуатації і встановлюється нормами або завданням на проектування.

В нормах ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» замість нормативних значень навантажень у нерівність (3.7) підставляються експлуатаційні розрахункові значення навантажень $F_e = \gamma_{fe} F_0$.

3.6. Ефект введення методу граничних станів

Метод граничних станів одразу показав свої суттєві переваги у порівнянні із методом допустимих напружень.

1. Всі компоненти граничних нерівностей мають чіткий фізичний зміст, який характеризує можливу змінність навантажень, матеріалів або умов роботи. Можна у зв'язку з цим заключити, що в основній нерівності вже ***нема коефіцієнта незнання!***

2**.** Метод граничних станів по суті поділяє єдиний коефіцієнт запасу на його складові частини, заміняє його кількома розрахунковими коефіцієнтами. Результуючий ***коефіцієнт запасу став змінним*** внаслідок впливу сполучення вказаних коефіцієнтів, що залежать від значень навантажень, призначення споруди, опору матеріалів, і обставин роботи споруди.

Проілюструємо це, дещо змінивши формулу (3.2):

$$\sigma = \frac{\sum P^H}{\Phi} \le \frac{R^H}{\frac{n}{mk}} = \frac{R^H}{K} = [\sigma]. \qquad (3.7)$$

Ми бачимо, що єдиний коефіцієнт запасу можна представити як функцію 3-х аргументів:

$$K = \frac{n}{mk}. \qquad (3.8)$$

Врахуємо, що для більшості випадків коефіцієнт умов роботи m =1,0, а для маловуглецевої сталі в нормах 50-х років коефіцієнт однорідності дорівнював k = 0,9. Тоді коефіцієнт запасу за формулою (3.8) буде дорівнювати K = 1,22 при коефіцієнті перевантаження n=1,1 (переважна дія постійного навантаження), K = 1,33 при коефіцієнті перевантаження n=1,2, K = 1,44 при коефіцієнті перевантаження n=1,3 (переважна дія змінних навантажень).

3. Оскільки введені розрахункові коефіцієнти мають чіткий зміст і є незалежними, відкрилася можливість ***окремого вивчення і уточнення кожного з них,*** в основному на базі статистичних й імовірнісних методів. Це дало потужний поштовх для досліджень в цій галузі, і цілий ряд науковців одержали важливі наукові результати, захистили дисертації, суттєво розвинули теорію розрахунку конструкцій.

4. Вже перший досвід впровадження нового методу дав ***економію матеріалу*** в конструкціях, зокрема, для металоконструкцій в інтервалі 3…10 % (табл. 3.1 і 3.2). Було виявлено, що більш легкими виявилися елементи конструкцій, на які діють переважно постійні навантаження з мінімальними коефіцієнтами перевантаження. Внаслідок цього найбільша економія була одержана для кроквяних і підкроквяних ферм, у той час як підкранові балки залишилися практично незмінними. Розрахунок колон у складі поперечних рам призвів до деякого збільшення перерізів верхніх частин, що пояснюється розвитком в нових нормах розрахунку позацентрових елементів. Одночасно відмічено зменшення перерізів нижніх частин колон, В цілому колони або залишилися без змін, або навіть стали дещо важчими (табл. 3.1). Конструкції доменних печей стали на 3,8…12,6 % легше (табл. 3.2). В наступні роки розрахункові коефіцієнти методики поступово зменшувалися, внаслідок чого економічність конструкцій зростала.

Таблиця 3.1

Економія сталі, одержана при розрахунку конструкцій виробничих будівель за граничними станами

Найменування споруди	Економія сталі в конструкціях, %	
	Колони	Ферми
Мартенівський цех	-1,5	10,0
Блюмінг	-2,4	11
Прокатний цех	-1,7	10,5
Будівля ГРЕС	2,6	3,2
Машинобудівний цех	0	10,0
Цех металоконструкцій	0	4,0
Склад обладнання	0	8,0

Таблиця 3.2.

Економія сталі в конструкції доменної печі при розрахунку за граничними станами

Конструкції доменної пічки	Економія сталі, %
Кожух	3,8
Копер	8,6
Колошниковий майданчик	11,2
Колони шахти і горна	12,6

Література

1. ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи». – К.: Мін буд України, 2006. – 50 с.

2. Пічугін С.Ф. Металеві конструкції: курс лекцій. – Частини 1–5. – Полтава: ПолтНТУ, 2018 – 300 с.

3. Кліменко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції: Підручник. – 2-ге вид., випр. і доп. – Львів: світ, 2002. – 312 с.

4. Винников Ю.Л., Пічугін С.Ф., Довженко О.О., Дмитренко А.О., Восособійник П.П., Яковлєв А.В. Будівельні конструкції: Навчальний посібник. – Полтава: ПолтНТУ, 2011. – 378 с.

5. Баженов В.А., Ворона Ю.В., Перельмутер А.В. Будівельна механіка і теорія споруд. Нариси з історії. – К.: Каравела, 2016. – 428 с.

Контрольні питання

1. Дайте визначення і приклади граничних станів будівельних конструкцій.

2. Що відноситься до граничних станів першої групи?

3. Що відноситься до граничних станів другої групи?

4. Яку форму має граничне нерівняння в нормах СНиП для першої групи граничних станів?

5. Які зміни внесені у граничне нерівняння нормами ДБН?

6. Яку форму має граничне нерівняння для другої групи граничних станів?

7. Чи мало економічний ефект впровадження методу граничних станів?

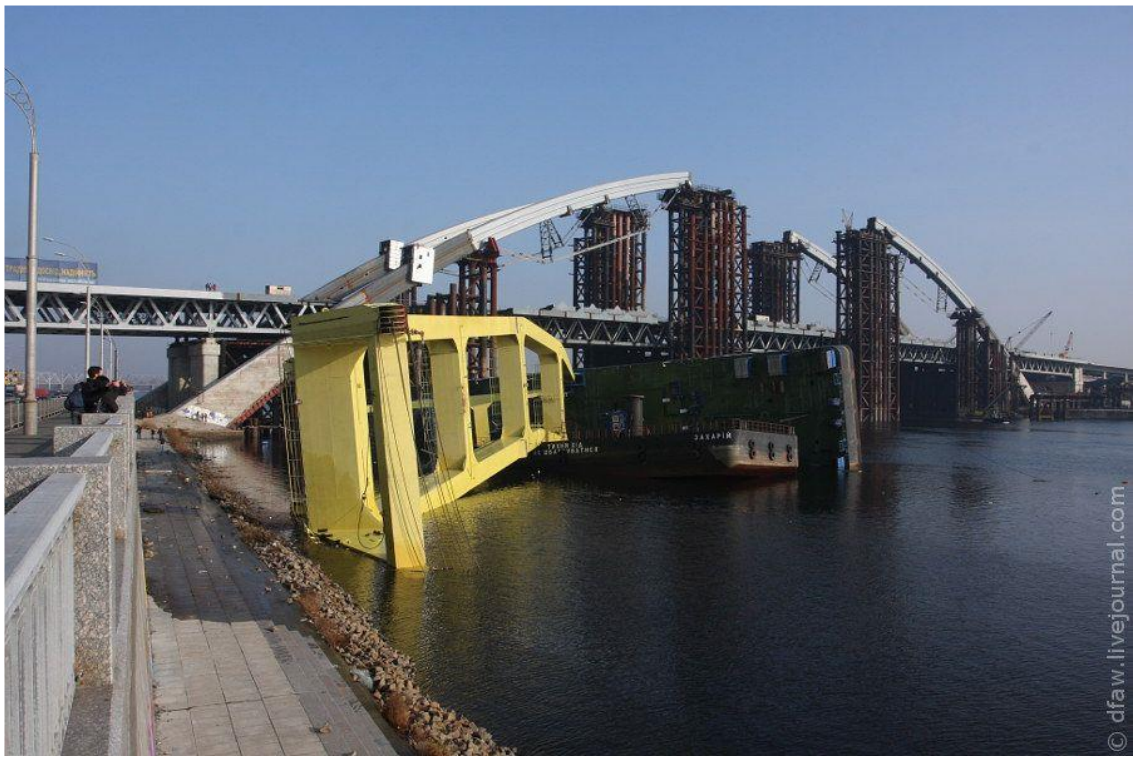


Рис. 3.1. Плавучий 600-тонний кран «Захарій»:
а – кран після падіння (18 листопада 2011 р.);
б – кран в роботі

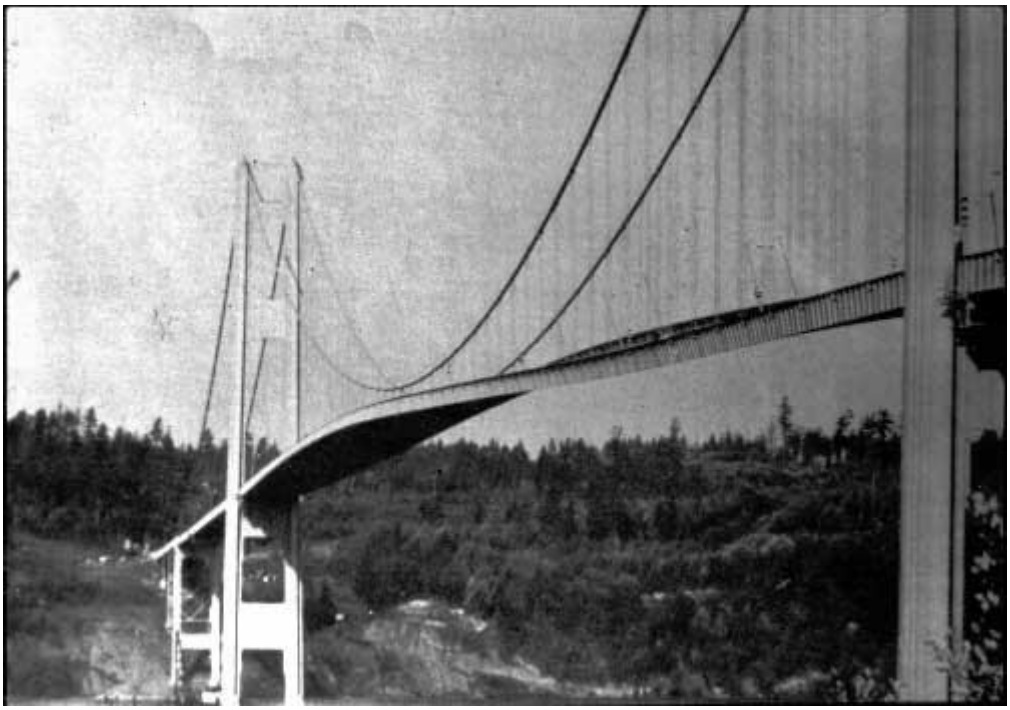


Рис. 3.2. Руйнування Такомського моста:
а – початок розхитування; б – характер руйнування моста

ЛЕКЦІЯ 4. НОРМАТИВНИЙ І РОЗРАХУНКОВИЙ ОПІР МАТЕРІАЛУ. КОЕФІЦІЄНТ НАДІЙНОСТІ ЗА МАТЕРІАЛОМ

4.1. Криві розподілу випадкових величин
4.2. Числові характеристики розподілу випадкових величин
4.3. Нормальний закон розподілу випадкових величин
4.4. Статистичні дані щодо межі текучості сталі
4.5. Методика визначення коефіцієнта однорідності
4.6. Обчислення коефіцієнту надійності за матеріалом

4.1. Криві розподілу випадкових величин

Оскільки механічні характеристики матеріалів і навантаження на конструкції мають випадковий розкид, їх дослідження потребує залучення імовірнісних методів. Тому розгляд поставленого в цьому розділі питання почнемо із викладу деяких положень теорії імовірності і математичної статистики, що стосуються випадкових величин.

Основні визначення. *Випадковою величиною* (ВВ) називається змінна величина, що у результаті випробування (реалізації) може прийняти те чи інше значення, причому невідомо наперед, яке саме.

Приклади випадкових величин, пов'язаних із будівельними конструкціями:

- геометричні розміри елементів;
- фактичні значення навантажень;
- механічні властивості матеріалів;
- умови експлуатації конструкцій.

Позначення: $\widetilde{x}$ - випадкова величина; x – її можливе значення.

Імовірністю події A або ВВ називається чисельна міра ступеня об'єктивної можливості цієї події або ВВ, позначення $P(A)$, $P(x)$.

Поняття ймовірності тісно пов'язано з поняттям *частоти.* Якщо у серії з n випробувань подія A трапляється у m випадках, частота визначається як

$$P^*(A)=\frac{m}{n}. \tag{4.1}$$

Якщо кількість випробувань необмежено росте, частота асимптотично прямує до ймовірності, згідно з теоремою Бернуллі

$$P^*(A)\to P(A), \quad n\to\infty. \tag{4.2}$$

Наприклад: кидання монети, коли *P(A) = P(B) = 0,5*, якщо $n \to \infty$, де *A* – випадіння “орла”, *B* - випадіння “решки”.

Криві розподілу ВВ. Для характеристики ймовірності ВВ уводиться функція

$$F(x) = P(\tilde{x} < x). \qquad (4.3)$$

.

Ця функція дорівнює ймовірності того, що випадкова величина $\tilde{x}$ виявиться меншою від деякого її значення *x*; ця функція називається інтегральною функцією розподілу випадкової величини, або просто ***функцією розподілу.*** У випадку позитивної неперервної ВВ функція розподілу має характер, що ілюструється рис. 4.1.

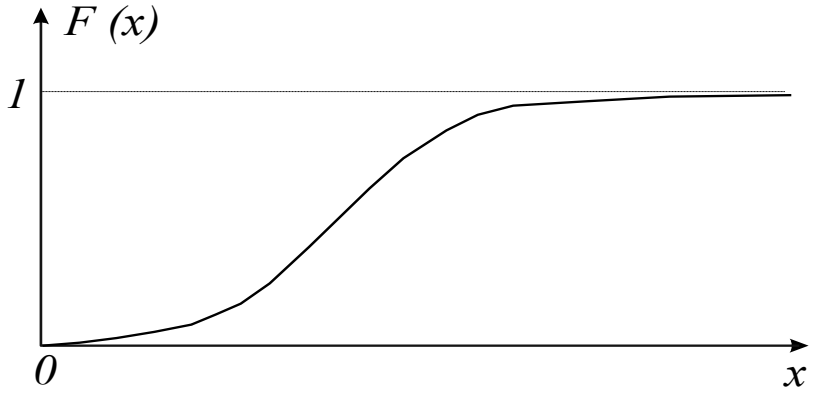


Рис. 4.1. Інтегральна функція розподілу випадкової величини

Похідна функції *F(x)*

$$f(x) = \frac{dF(x)}{dx} \qquad (4.4)$$

називається диференційною функцією розподілу або ***густиною (щільністю) розподілу*** випадкової величини $\tilde{x}$. Графік функції $f(x)$ називається ***кривою розподілу*** $\tilde{x}$ (рис. 4.2).

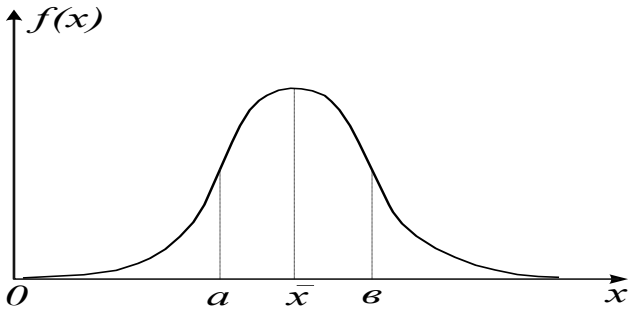


Рис. 4.2. Крива розподілу випадкової величини

Важливими є наступні співвідношення:

$$F(x=a)=F\left(\tilde{x}<[x=a]\right)=\int_{-\infty}^{a} f(x)dx; \tag{4.5}$$

$$F(a<\tilde{x}<b)=\int_{a}^{b} f(x)dx; \tag{4.6}$$

$\int_{-\infty}^{\infty} f(x)dx=1$ – умова нормування, згідно з якою площа під кривою розподілу дорівнює одиниці.

4.2. Числові характеристики розподілу випадкових величин

Математичне сподівання (очікування):

$$\bar{x}=\int_{-\infty}^{\infty} xf(x)dx. \tag{4.7}$$

Математичне сподівання визначає положення розподілу, геометрично воно інтерпретується як центр ваги площі, обмеженої кривою розподілу і віссю абсцис (рис. 4.3).

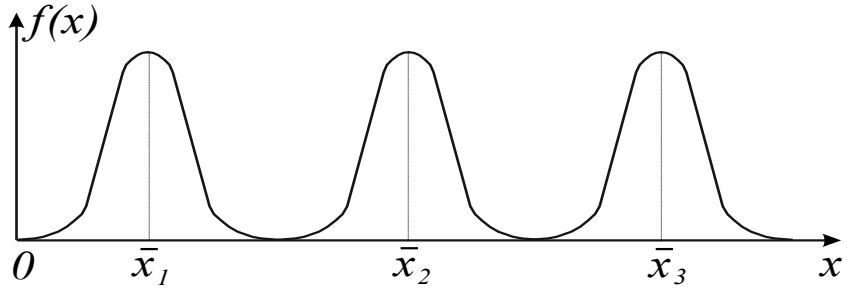


Рис. 4.3. Криві розподілу із різними математичними сподіваннями ($\bar{x}_3 > \bar{x}_2 > \bar{x}_1$).

Дисперсія, стандарт, коефіцієнт варіації.

Дисперсія - це математичне сподівання квадрата відхилення ВВ $\tilde{x}$ від її центра $\bar{x}$

$$\hat{x}=\int_{-\infty}^{\infty}\left(x-\bar{x}\right)^2 f\left(x\right)dx. \tag{4.8}$$

Геометрично дисперсія може розглядатися як центральний момент інерції площі, обмеженої кривою розподілу.

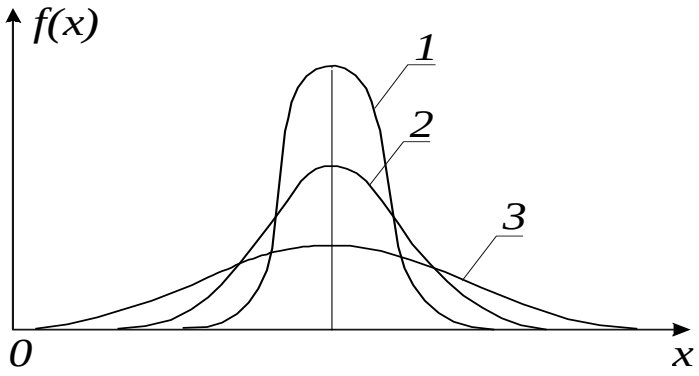


Рис. 4.4. Криві розподілу із різними стандартами ($\hat{x}_1 < \hat{x}_2 < \hat{x}_3$).

Середнє квадратичне відхилення (***стандарт***) $\hat{x}$ ***коефіцієнт варіації*** V характеризують розкид значень випадкової величини (рис. 4.4)

$$\hat{x} = \sqrt{\hat{x}}; \quad V = \frac{\hat{x}}{\bar{x}}. \tag{4.9}$$

Коефіцієнт асиметрії A_x визначає скошеність розподілу випадкової величини (рис. 4.5-а)

$$A_x = \frac{\mu_3}{\hat{x}^3}, \tag{4.10}$$

де μ_3 - центральний момент третього порядку, він дорівнює

$$\mu_3(x) = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \bar{x})^3 f(x) dx.$$

Ексцес E_x оцінює шпилястість (приплюснутість) розподілу випадкової величини (рис. 4.5-б):

$$E_x = \frac{\mu_4}{\hat{x}^4} - 3. \tag{4.11}$$

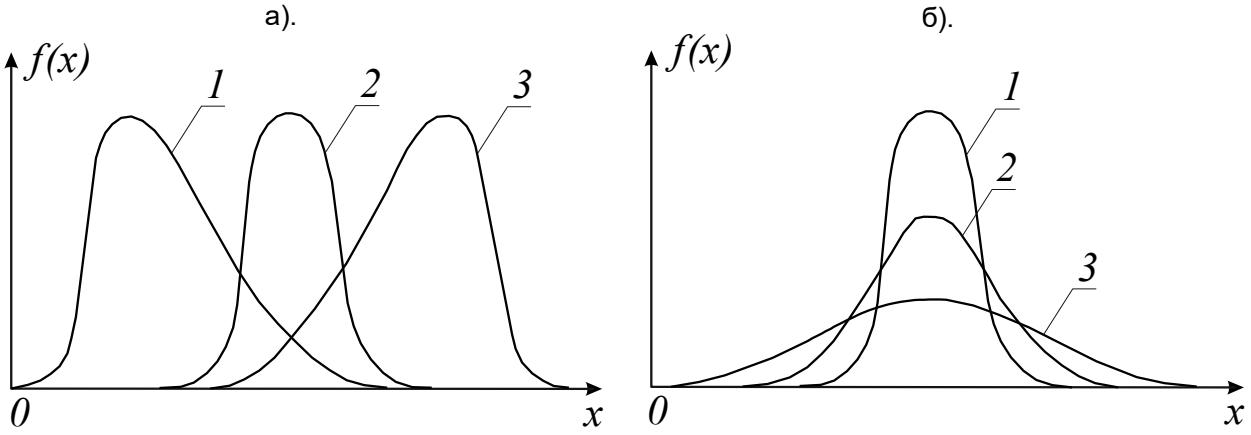


Рис. 4.5. Криві розподілу: а) з різною асиметрією ($A_1 > 0, A_2 \approx 0, A_3 < 0$);
б) з різним ексцесом ($E_1 > 0, E_2 \approx 0, E_3 < 0$)

4.3. Нормальний закон розподілу випадкових величин

Густина нормального розподілу (Гауса) описується виразом

$$f(x)=\frac{1}{\hat{x}\sqrt{2\pi}}e^{-\frac{(x-\bar{x})^2}{2\hat{x}^2}}. \qquad (4.12)$$

Це симетричний дзвоноподібний розподіл, що визначається двома параметрами: $\bar{x}$ і $\hat{x}$ (рис. 4.6).

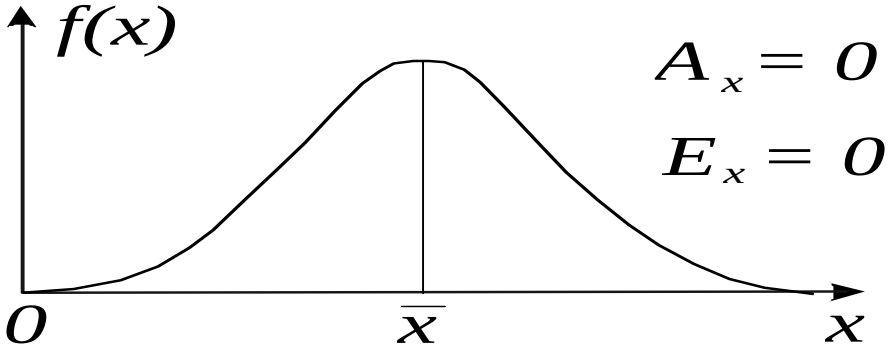


Рис. 4.6. Нормальний закон розподілу

Це найбільш поширений у теорії і практиці закон, представлений у вигляді таблиць, що наводяться у будь-якому посібнику з теорії ймовірності. Це пов'язано з його простотою, теоретичною обґрунтованістю (до нього прямує сума незалежних ВВ із будь-якими розподілами при умові збільшення кількості цих ВВ), розповсюдженістю на практиці: для оцінки похибок дослідів точності вимірів, якості виготовлення тощо.

Ординати нормованої нормальної кривої при $\bar{x}=0$ і $\hat{x}=1$

$$\varphi(x)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}}e^{-0,5x^2} \qquad (4.13)$$

наведені у табл. Д.1 посібника [2].

Функція нормального розподілу визначається інтегруванням густини (4.13) і може бути легко розрахована за допомогою табульованих функцій Лапласа $\Phi(x)$ (табл. Д.2 посібника [2]):

$$F(x)=\int_{-\infty}^{x} f(x)dx=\frac{1}{\hat{x}\sqrt{2\pi}}\cdot\int_{-\infty}^{x} e^{-\frac{(x-\bar{x})^2}{2\hat{x}^2}}dx=0,5\pm\Phi\left(\frac{x-\bar{x}}{\hat{x}}\right). \qquad (4.14)$$

Знак плюс відповідає позитивному значенню нормованого відхилення, знак мінус – негативному значенню.

$$F(a<x<b)=\Phi\left(\frac{b-\bar{x}}{\hat{x}}\right)-\Phi\left(\frac{a-\bar{x}}{\hat{x}}\right). \qquad (4.15)$$

З використанням функції Лапласа легко визначається імовірність попадання у наступні нормовані інтервали:

- $\bar{x}\pm\hat{x}=2\cdot\Phi(1)=0{,}34\cdot 2=0{,}68;$
- $\bar{x}\pm 2\cdot\hat{x}=2\cdot\Phi(2)=0{,}477\cdot 2=0{,}954;$
- $\bar{x}\pm 3\cdot\hat{x}=2\cdot\Phi(3)=0{,}49865\cdot 2=0{,}9973.$

Таким чином, вихід випадкової величини за межі $3\hat{x}$ має ймовірність 0,27%, тобто є практично неможливим (правило “трьох сігма”).

4.4. Статистичні дані щодо межі текучості сталі

Як відомо, процес виплавки сталі є досить складним і не ідеально контрольованим (висока температура, час процесу плавки, вміст легуючих домішок тощо). Згодом при прокатці відбувається обтискання металу, роздрібнення зерен і різна їхня орієнтація вздовж і поперек прокату, що впливає на механічні властивості металу. На властивості сталі впливають також температура прокатки і подальше охолодження. Крім того, при збільшенні товщини прокату механічні характеристики металу понижуються. При наявності таких численних факторів, що впливають на міцність сталі, цілком природно, що показники міцності мають певний статистичний розкид. Наглядне уявлення про змінність показників якості сталі дають статистичні криві розподілу різних характеристик сталі.

Результати досліджень 30 – 40-х років минулого століття. В передвоєнні і перші післявоєнні роки вперше розгорнулися масштабні статистичні дослідження механічних характеристик сталей, особливо найважливішого параметра метода розрахунку металевих конструкцій – межі текучості сталі.

Зокрема, крива розподілу межі текучості для сталі Ст3, за даними В.В. Кураєва, отриманими на підставі 704 довоєнних іспитів (1937-38 рр.), показана на рис. 4.7.

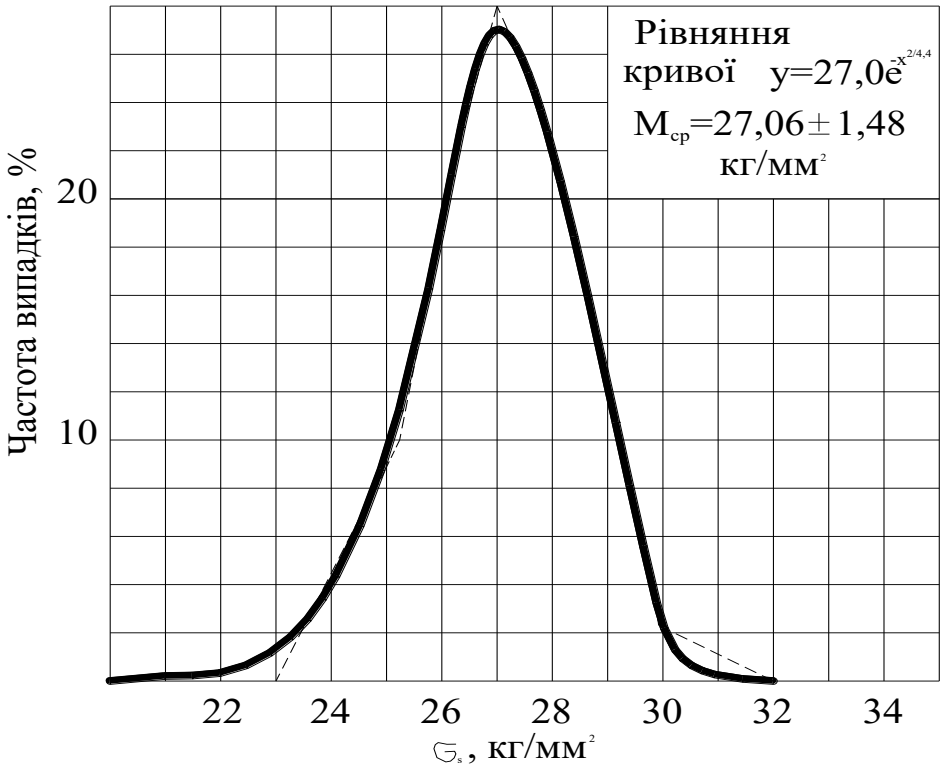


Рис 4.7. Крива розподілу значень межі текучості сталі Ст3

Як видно на рис. 4.7, експериментальний полігон досить близький за формою до нормальному розподілу, він має центр (математичне очікування) $\overline{\sigma}_y = 270 \pm 14{,}8$ МПа. Нормативне мінімальне значення межі текучості 220 МПа лежить від центра кривої на 3,4 стандарти. Якщо обірвати експериментальну криву на абсцисі 220 МПа, попадаємо на ординату 0,00093, що відповідає абсцисі кривої Гаусса на відстані 3,48 стандарту від центра. Замінив відсічену частину експериментальної кривої хвостом розподілу Гаусса, одержуємо її площу, що дорівнює $2{,}5 \cdot 10^{-4}$.

Опубліковані в 1941 р. В.В. Кураєвим матеріали показують, що межа текучості сталі Ст3 була у довоєнний час досить стабільною по всіх заводах, у середньому вона характеризувалась середнім значенням $\overline{\sigma}_y = 260 \pm 14$ МПа.

Однак наступні дослідження ЦНІПС 40-х років минулого століття (інж. Ойхер) установили, що за час війни властивості сталі Ст3 у відношенні границі текучості досить помітно змінилися; сталь виявилася значно менш однорідною і той же час більш твердою (рис. 4.8).

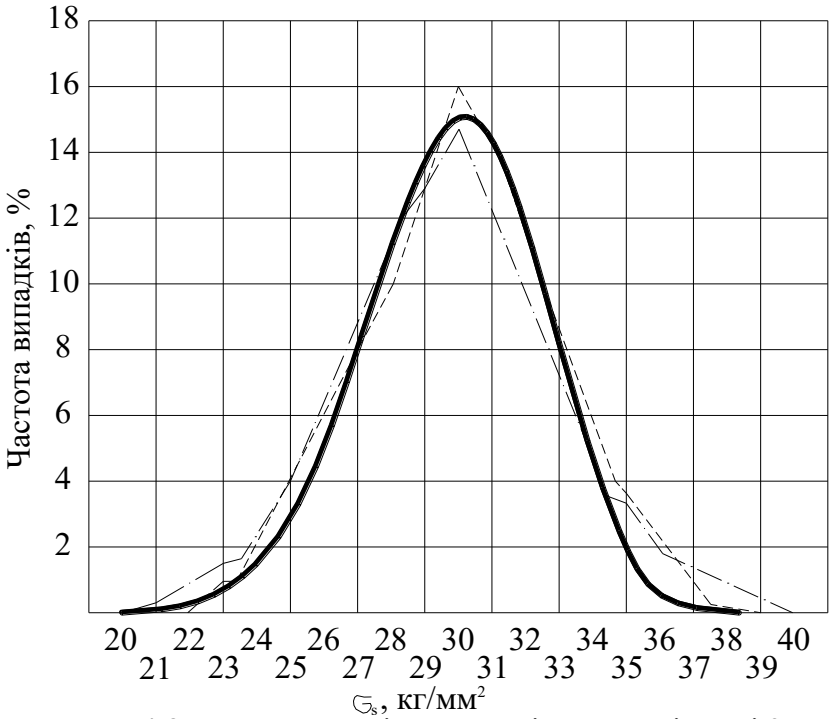


Рис. 4.8 Крива розподілу границі текучості сталі 3

— · — · — · — Кузнецький і Магнітогорський металургійні комбінати, 1943 і 1944рр. (5888 вип.)
——————— крива Гауса $y=15{,}96e^{x^2/13{,}5}$ $\sigma_т=30{,}17\pm2{,}5$ кг/мм²
---------- Магнітогорський металургійний комбінат, 1944р. (1925 вип.)

Середні результати досліджень інж. Ойхера дають для границі текучості сталі Ст3 вираз $\overline{\sigma}_y = 300 \pm 25$ МПа (на підставі 6800 досліджень). Незважаючи на ці зміни, при нових характеристиках, точно так само, як при старих, нормативна межа текучості відстає від свого середнього значення на відстань більше трьох стандартів.

Цікавим є результати статистичного дослідження механічних властивостей сталі Ст0с, що є результатом відбраковування кондиційної сталі Ст3. Було виявлено, що ця некондиційна сталь є вкрай неоднорідним матеріалом, що ілюструють дослідні криві на рис. 4.9.

Характерною особливістю кривих сталі Ст0с різних заводів, як і середньої кривої для всіх заводів, є їхня від'ємна асиметрія, направлена у бік підвищених значень межі текучості, що вказує на неоднорідність умов виплавки сталі. Модальне значення межі текучості сталі Ст.0с досить високе (280 МПа), і в 97 випадках із 100 вона перевищує нормативний мінімум кондиційної сталі Ст3 (220 МПа). Це свідчить про те, що основною ознакою відбраковування сталі Ст3 (і одержаної в результаті сталі Ст0с як відходу сталі Ст3) є не межа текучості, а видовження і межа міцності.

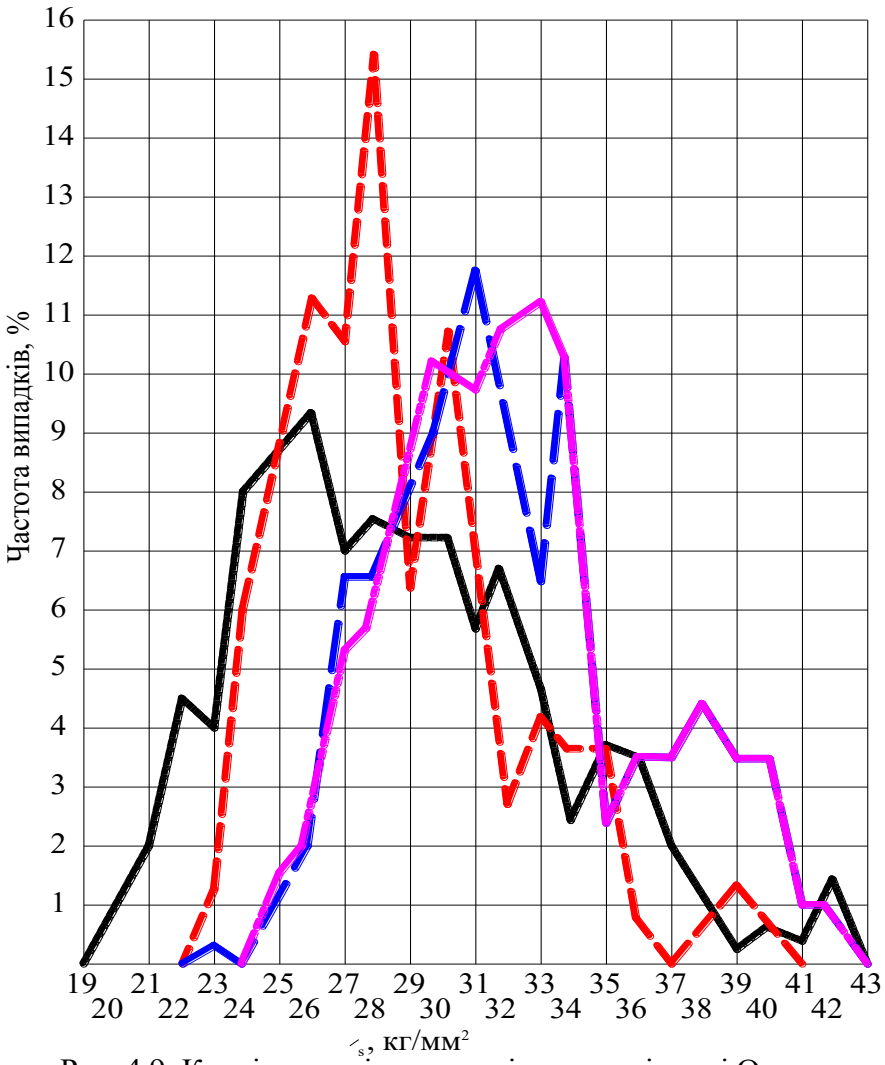


Рис. 4.9. Криві розподілу границі текучості сталі Ос

Сучасні статистичні дані щодо механічних характеристик сталі. Межа текучості та інші механічні характеристики сучасних сталей мають статистичний розкид, який також добре описується нормальним законом (рис. 4.10). Основні статистичні характеристики межі текучості (середнє значення і коефіцієнт варіації) для розповсюджених модифікацій маловуглецевої сталі марки Ст3 наведені в табл. 4.1 і 4.2.

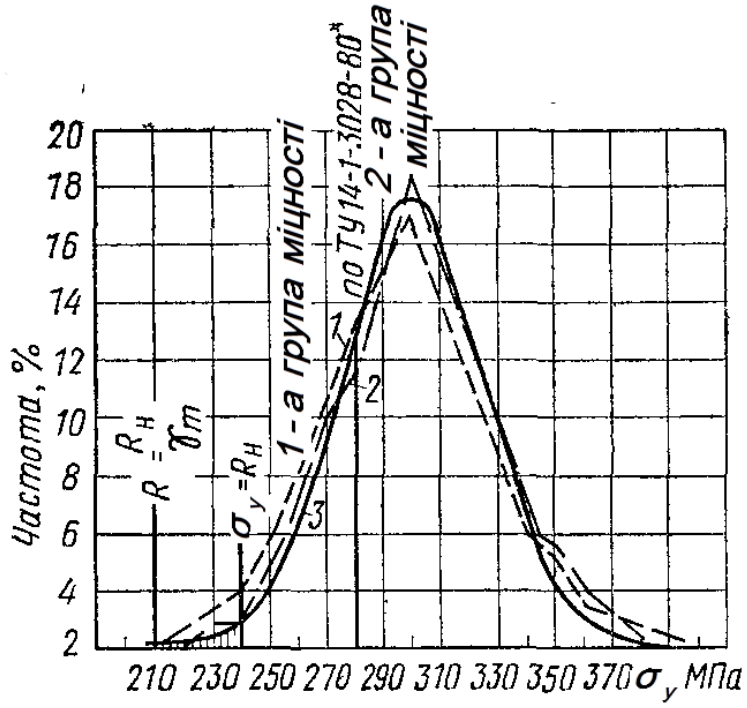


Рис. 4.10. Статистичні криві розподілу межі текучості сталі марки Ст3:
1,2 – по даним різних заводів; 3 – теоретична крива Гаусса $y = 15{,}96e^{-x^2/73{,}5}$

Таблиця 4.1.

Статистичні характеристики сталі, що поставляється за ГОСТ 380-71*

№ п/п	*Профілі*	*Марки сталі*	*Середнє значення межі текучості* $\overline{\sigma}_y$, *МПа*	*Коефіцієнт варіації* V_m
1	*Гнуті, товщина листів більше 3 мм*	*ВСт3пс3, ВСт3пс2*	*305*	*0,08*
2		*ВСт3пс3, ВСт3пс2*	*285*	*0,08*
3		*ВСт3пс3, ВСт3пс2*	*295*	*0,08*
4		*ВСт3пс3, ВСт3пс2*	*275*	*0,08*
5	*Прокатні, товщина полиці до 5 мм*	*ВСт3Гсп2*	*315*	*0,07*
6		*ВСт3пс2*	*295*	*0,08*
7		*ВСт3кп2*	*275*	*0,09*
8	*Те ж, більше 5 мм*	*Марки сталі пп. 5,6,7*	*270*	*0,08*

Таблиця 4.2.

Статистичні характеристики сталі, що поставляється за ГОСТ 380-71*

Марка сталі і вид прокату	***Товщина листа або полиці профіля, мм***	***Сталь групи I***		***Сталь групи II***	
		Середнє значення межі текучості $\overline{\sigma}_y, МПа$	***Коефіцієнт варіації*** V_m	***Середнє значення межі текучості*** $\overline{\sigma}_y, МПа$	***Коефіцієнт варіації*** V_m
ВСт3сп, лист	*4 – 6*	*285*	*0,049*	*321*	*0,064*
	8 – 10	*283*	*0,050*	*315*	*0,060*
	12 – 16	*273*	*0,052*	*303*	*0,060*
ВСт3пс, лист	*4 – 6*	*280*	*0,055*	*313*	*0,058*
	8 – 10	*277*	*0,056*	*309*	*0,055*
	12 – 16	*270*	*0,053*	*298*	*0,055*
ВСт3сп, фасон	*4 – 6*	*293*	*0,080*	*330*	*0,062*
	8 – 10	*292*	*0,080*	*325*	*0,058*
	12 – 16	*282*	*0,051*	*311*	*0,056*
ВСт3пс, фасон	*4 – 6*	*284*	*0,050*	*318*	*0,062*
	8 – 10	*282*	*0,050*	*313*	*0,053*
	12 – 16	*280*	*0,051*	*308*	*0,053*

4.5. Методика визначення коефіцієнта однорідності

В перших варіантах норм проектування за граничними станами можливість попадання в конструкцію сталі із значенням межі текучості нижче встановленого стандартом бракувального мінімуму враховувалася ***коефіцієнтом однорідності***, який був прийнятий як відношення мінімального імовірного значення межі текучості до нормативного опору $k = R/R^H \le 1{,}0$.

В подальші видання норм включена обернена величина, названа ***коефіцієнтом надійності за матеріалом*** $\gamma_m = R_n/R \ge 1{,}0$.

Цими коефіцієнтами враховуються:

- неминучі змінність і розкид властивостей сталі, що оцінюються на основі статистичної обробки численних результатів заводських випробувань сталі (див. криві розподілу у попередньому п. 4.2);
- відхилення, обумовлені неточністю залежностей між матеріалом конструкції і вибірковими лабораторними зразками, по даним випробування яких встановлюються нормативні значення міцнісних характеристик сталі;
- можливі відхилення площі перерізу від номінального значення в межах встановлених стандартами допусків на прокатні профілі (щоб не вводити додаткових коефіцієнтів).

Процедуру визначення коефіцієнту однорідності розробив В.О. Балдін шляхом побудови кривої можливих сполучень значень межі текучості і площі перерізу елементів. Ця крива заміняє дві криві розсіювання і наближено описується розподілом Гаусса із наступними параметрами:

- центр розсіювання (математичне сподівання)

$$a_0 = a_{1CP} a_{2CP}; \tag{4.16}$$

- середнє квадратичне відхилення (стандарт)

$$S_0 = \sqrt{S_1^2 a_{2CP}^2 + S_2^2 a_{1CP}^2}, \tag{4.17}$$

де $a_{1CP} = \overline{\sigma}_y / R_n$; $a_{2CP} = \overline{A} / A$; $S_1 = \hat{\sigma}_y / R_n$; $S_2 = \hat{A} / A$ – відповідно центри розсіювання і квадратичні відхилення у безрозмірній формі;

$\overline{\sigma}_y$ – середнє статистичне значення межі текучості сталі;

$\overline{A}$ – середнє статистичне значення площі перерізу прокатних профілів;

A – номінальне значення площі перерізу прокатних профілів (за сортаментом);

$\hat{\sigma}_y$ – середнє квадратичне відхилення межі текучості сталі;

$\hat{A}$ – середнє квадратичне відхилення для площі перерізу прокатних профілів.

Мінімальне значення ординати умовної кривої визначається на відстані трьох квадратичних відхилень від центру розсіяння (правило «трьох сігма»):

$$a_{0MИН} = a_0 - 3S_0. \tag{4.18}$$

Відповідно мінімальне імовірне значення межі текучості буде дорівнювати:

$$\sigma_{y,MИН} = R_n a_{0MИН}. \tag{4.19}$$

Коефіцієнт однорідності сталі визначається як відношення мінімального імовірного значення межі текучості сталі до нормативного опору:

$$k = \sigma_{y,MИН} / R_n. \tag{4.20}$$

З цим підходом не згодні деякі фахівці, які вважають, що більш логічно враховувати цей фактор коефіцієнтом умов роботи.

4.6. Обчислення коефіцієнту надійності за матеріалом

За діючими нормами, імовірнісна забезпеченість (імовірність відхилень у менший бік) нормативного опору сталі повинна дорівнювати P = 0,95 (рис. 4.10). Це значення забезпеченості оцінюється на основі розподілу Гаусса як:

$$P = 0{,}5 + \Phi(\beta), \tag{4.16}$$

де β = 1,64 – величина аргументу, що відповідає значенню функції Лапласа Φ = 0,45.

Відповідне значення нормативного опору сталі дорівнює:

$$R_{yn} = \overline{\sigma}_y(1 - 1{,}64v_m). \tag{4.17}$$

Згідно із численними статистичними дослідженнями, для більшості будівельних сталей забезпеченість нормативного опору за межею текучості R_{yn} дещо вище – 0,95…0,99. Це є наслідком того, що R_{yn} дорівнює бракувальному мінімуму за нормами поставки, прийнятими і діючими на протязі багатьох років, які не мають послідовного статистичного обґрунтування.

Розрахунковий опір сталі – це мінімальний імовірний опір сталі, який може бути визначений на основі статистичного розподілу межі текучості (рис. 4.10), наприклад, на основі правила «трьох сігма». Як вказано вище, перехід від нормативного до розрахункового опору раніше здійснювався у вигляді $R_y = kR_{yn}$ із залученням коефіцієнтів однорідності, встановленими рівними: κ = 0,90 для маловуглецевої сталі Ст3 і κ = 0,85 для низьколегованої сталі НЛ2. У сучасних нормах проектування металевих конструкцій у формулу $R_y = R_{yn}/\gamma_m$ вводяться дещо менші значення коефіцієнти надійності за матеріалом, що дорівнюють γ_m = 1,025 для сталей за ГОСТ 27772-88 (крім високоміцних сталей С590 і С590К), γ_m = 1,05 для сталей за ГОСТ 380-71* і γ_m = 1,10 і 1,15 для сталей, що поставляються за іншими стандартами.

Значення нормативних і розрахункових опорів сталі наведені в нормах проектування сталевих конструкцій [5]. На основі наведених в табл. 4.1 і 4.2 статистичних даних для межі текучості сталі Ст3, можна визначити імовірнісну забезпеченість вказаних опорів і оцінити

відповідність наведених вище значень коефіцієнтів надійності за матеріалом.

Література

1. Барковський В.В., Барковська Н.В., Лопатін О.К. Теорія ймовірностей та математична статистика. – К.: ЦУП, 2002. – 448 с.
2. Пічугін С.Ф. Сучасні проблеми надійності в будівництві: навчальний посібник. – Полтава: ПолтНТУ. 2019. – 81 с.
3. Баженов В.А., Ворона Ю.В., Перельмутер А.В. Будівельна механіка і теорія споруд. Нариси з історії. – К.: Каравела, 2016. – 428 с.
4. Пічугін С.Ф. Статистичні характеристики міцності матеріалів будівельних конструкцій // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К.: Вид-во «Сталь», 2020. – Вип. 25-26. – С. 58 – 80.
5. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проєктування. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 205 с.

Контрольні питання

1. Як будуються і які особливості мають криві розподілу випадкових величин?
2. Які числові характеристики мають розподіли випадкових величин?
3. Який вигляд мають розподіли механічних характеристик конструктивної сталі?
4. Які імовірнісні параметри (середнє значення, стандарт, коефіцієнт варіації) має міцність конструкційної сталі?
5. Як визначався коефіцієнт однорідності за СНиП?
6. Як обґрунтовується коефіцієнт надійності за матеріалом?

ЛЕКЦІЯ 5. КОЕФІЦІЄНТИ УМОВ РОБОТИ

5.1. Коефіцієнти умов роботи у нормах проектування
5.2. Конструктивна поправка як оцінка дійсної роботи конструкцій
5.3. Конструктивні поправки сталевих ферм
5.4. Конструктивні поправки підкранових балок
5.5. Конструктивні поправки поперечних рам і колон
5.6. Імовірнісна оцінки коефіцієнту умов роботи ступінчастих колон
5.7. Коефіцієнт умов роботи статично невизначених рам

5.1. Коефіцієнти умов роботи у нормах проектування

Коефіцієнт умов роботи γ_c (попереднє позначення m) повинен враховувати всі особливості роботи і експлуатації конструкцій, що не враховані в явному вигляді іншими коефіцієнтами методики граничних станів. Тому це найбільш навантажений по призначенню і найменш визначений за змістом і величиною коефіцієнт. Величина $\gamma_c < 1$ враховує несприятливі умови роботи конструкції, значення $\gamma_c > 1$ – сприятливі умови роботи.

Можна вважати, що цей коефіцієнт покриває всі неточності розрахункової моделі, що виникають внаслідок її спрощення і ідеалізації, для того, щоб розрахунок міг бути виконаний з розумними працевтратами. Відомо, що у будь-якому розрахунку вводяться положення, що спрощують, зокрема основні гіпотези опору матеріалів та будівельної механіки. Назвемо тут в якості прикладів припущення щодо роботи матеріалу (наприклад, діаграма Прандтля), елементів (гіпотеза плоских перерізів), конструкцій (шарнірні вузли сталевих ферм), конструктивних систем (спрощені схеми рам ОВБ). Внаслідок цього у будь-якому розрахунку виникають неминучі відхилення, обумовлені неточністю розрахункової моделі, що мають або систематичний, або випадковий характер.

Для того щоб врахувати (або покрити!) ці похибки і забезпечити необхідну надійність конструкції, що проектується, вводиться коефіцієнт умов роботи γ_c. Можна вважати, що він має статистичну природу, в окремих випадках він детально вивчений і обґрунтований. Однак у більшості випадків його значення встановлені умоглядно на основі досвіду проектування і експлуатації. Значення коефіцієнтів умов роботи сталевих конструкцій згідно із СНиП II-23-81* «Стальные конструкции» наведені в табл. 5.1. Практично без змін ця таблиця перейшла в Норми України ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проєктування».

Наведемо пояснення до деяких пунктів цієї таблиці.

- Пункт 1 таблиці – менший одиниці коефіцієнт умов роботи для конструкцій при дії переважно постійного навантаження (з малим

коефіцієнтом надійності за навантаженням) обґрунтовується тим, що ці відповідальні конструкції можуть зруйнуватися від будь-якого незначного випадкового довантаження (наприклад, руйнування меблевого магазина в Іспанії).

Таблиця 5.1

Коефіцієнти умов роботи сталевих конструкцій

№ п/п	*Елементи конструкцій*	*Коефіцієнти умов роботи* γ_c
1	*Балки суцільного перерізу і стиснуті елементи ферм перекриттів під залами театрів, клубів, кінотеатрів, під трибунами, під приміщеннями магазинів, книгосховищ і архівів тощо при вазі перекрить, рівній або більшій тимчасового навантаження*	*0,90*
2	*Колони громадських будинків і опор водонапірних башт*	*0,95*
3	*Стиснуті основні елементи (крім опорних) решітки складеного таврового перерізу з кутиків зварних ферм покриттів і перекриттів при гнучкості* $\lambda \geq 60$	*0,80*
4	*Суцільні балки при розрахунку на загальну стійкість при* $\varphi_b < 1{,}0$	*0,95*
5	*Затяжки, тяги, відтяжки, підвіски, виконані з прокатної сталі*	*0,90*
6	*Елементи стержневих конструкцій покрить і перекрить* *а) стиснуті (за винятком замкнених трубчастих перерізів) при розрахунках на стійкість* *б) розтягнуті у зварних конструкціях* *в) розтягнуті, стиснуті, а також стикові накладки в болтових конструкціях, несучих статичне навантаження, у розрахунках на міцність*	 *0,95* *0,95* *1,05*
7	*Суцільні складені балки, колони, а також стикові накладки, що сприймають статичне навантаження і виконані за допомогою болтових з'єднань, при розрахунках на міцність*	*1,10*
8	*Перерізи прокатних і зварних елементів, а також накладок в місцях стиків, виконаних на болтах, несучих статичне навантаження, при розрахунку на міцність:* *а) суцільних балок і колон* *б) стержневих конструкцій покрить і перекрить*	 *1,10* *1,05*
9	*Стиснуті елементи із одиночних кутиків, що кріпляться однією полицею*	*0,75*
10	*Опорні плити із сталі до 285 МПа, що сприймають статичне навантаження, товщиною, мм:* *а) до 40* *б) більше 40 до 60* *в) більше 60 до 80*	 *1,20* *1,15* *1,10*

- Пункт 3 таблиці – стиснені елементи значної гнучкості можуть легко набути вигини під час транспортування, монтажу та експлуатації,

внаслідок чого створюється небезпека втрати стійкості ферм в цілому; понижений коефіцієнт введений після випадків таких аварій реальних ферм.

- Пункт 5 таблиці – враховує наявність різьби в елементах при розрахунку за основним перерізом.
- Пункти 6-в, 7, 8 – коефіцієнти, більші одиниці, відображають умови роботи болтових з'єднань при статичних навантаженнях, більш сприятливі порівняно зі зварними з'єднаннями.
- Пункт 9 таблиці – центрово-стиснені стержні, виконані із одиночних кутиків, в місцях зварного приєднання однією з полиць передають зусилля з ексцентриситетом, що знижує їхню несучу здатність, що враховується коефіцієнтом $\gamma_c = 0{,}75$.

5.2. Конструктивна поправка як оцінка дійсної роботи конструкцій

Конструктивна поправка к – це відношення фактичного напруження або прогину від вибраного навантаження до умовного розрахункового напруження (або прогину) від того ж навантаження:

$$k_\sigma = \frac{\sigma_{експер}}{\sigma_{теор}}; \quad k_f = \frac{f_{експер}}{f_{теор}}. \tag{5.1}$$

Величина конструктивної поправки є характеристикою наближення прийнятих розрахункових припущень до дійсних умов роботи споруди і показує, наскільки умовна розрахункова схема наближена до її дійсної схеми. Таке трактування конструктивної поправки практично співпадає з наведеним вище визначенням змісту коефіцієнту умов роботи, тому можна вважати, що ***конструктивна поправка – це експериментальна оцінка коефіцієнту умов роботи.***

Зважаючи на структуру граничної нерівності для граничних станів першої групи (лекція 3), коефіцієнт умов роботи є величиною, оберненою конструктивній поправці, тобто

$$\gamma_c = 1/k_\sigma; \quad k_\sigma = 1/\gamma_c. \tag{5.2}$$

Отже, конструктивні поправки, менші одиниці, відповідають значенням коефіцієнту умов роботи, більшим одиниці, що свідчить про сприятливі особливості роботи і можливі запаси несучої здатності конструкції. Навпаки, конструктивні поправки, більші одиниці, свідчать про недооцінку вибраними розрахунковими моделями дійсних напружень, що потребує введення коефіцієнтів умов роботи, менших одиниці і відповідного підсилення конструкції.

Досвід натурних випробувань реальних конструкцій, зокрема сталевих, переконливо свідчить, що конструктивні поправки у більшості випадків не дорівнюють одиниці. Д.т.н. Г.О. Шапіро, який провів масштабні дослідження дійсної роботи сталевих конструкцій промислових цехів в 1936…1951 рр., наступним чином розгорнув наближену структуру конструктивної поправки сталевих конструкцій:

$$k = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5\alpha_6\alpha_7\alpha_8, \qquad (5.3)$$

де α_1 – загальна поправка на розрахункову схему;

α_2 – поправка на геометричну схему;

α_3 – поправка на конструктивні елементи;

α_4 – поправка на перерізи робочих елементів;

α_5 – поправка на просторову роботу;

α_6 – поправка на осадку і поворот опор;

α_7 – поправка на навантаження: його величину , взаємне положення і зміну;

α_8 – поправка на жорсткість вузлів.

Як бачимо, цей ще неповний перелік складових наглядно свідчить про досить складну структуру і зміст конструктивної поправки і відповідно – коефіцієнту умов роботи.

5.3. Конструктивні поправки сталевих ферм.

В довоєнні роки ЦНІПС і Гинстальмост виконали випробування 300 легких кроквяних ферм, що дозволило побудувати дослідну криву розподілу конструктивної поправки за напруженнями з числовими характеристиками: середнє значення $\bar{k} = 0{,}90$, стандарт $\hat{k} = 0{,}11$ (рис. 5.1). Дослідна крива була вдало апроксимовані В.В. Кураєвим нормальним розподілом з наступним рівнянням:

$$y = 34{,}2e^{-\frac{x^2}{0{,}024}}. \qquad (5.4)$$

Для розуміння природи конструктивної поправки сталевих кроквяних ферм нагадаємо, що при визначенні зусиль вони представляються ідеалізованою системою з прямолінійними стержнями, що сходяться в одній точці (центрі вузлів) і з’єднані шарнірами. Зазвичай вважається, що стержні виконуються із ідеально пружного матеріалу, а сама схема не деформується. Тому конструктивні поправки за прогинами виявляються меншими одиниці (табл. 5.2) внаслідок впливу жорсткості вузлів і нерозрізності поясів. Ці особливості в меншій мірі впливають на

величини осьових зусиль у стержнях: конструктивна поправка за напруженнями $к$ = 0,96 для зварних ферми легкого типу (табл. 5.2). Ця тенденція в меншій мірі проявляється для важких ферм з Н-подібними перерізами стержнів, а також для клепаних ферм.

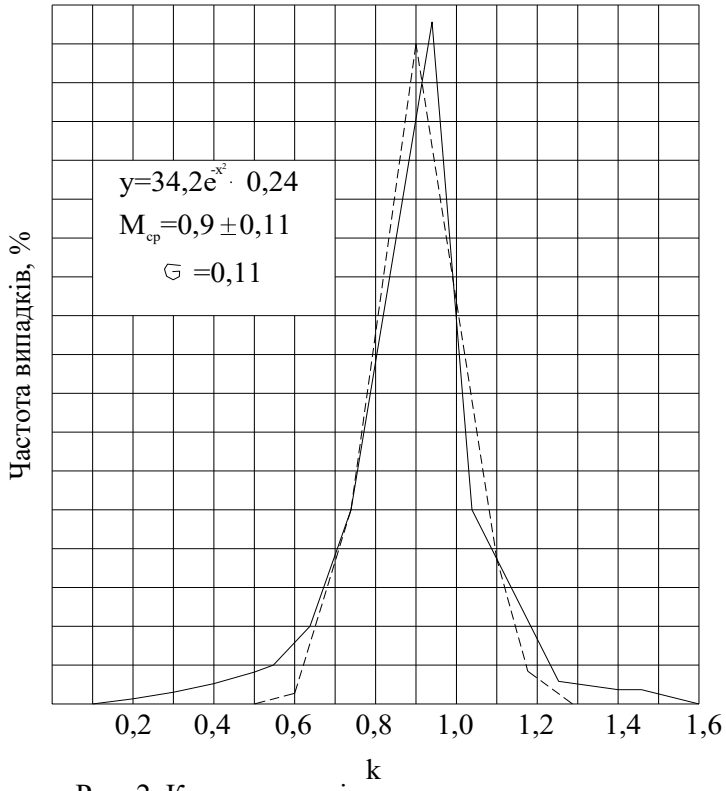


Рис. 2. Крива розподілу значень конструктивних поправок легких ферм

Таблиця 5.2

Конструктивні поправки сталевих ферм різних типів

Тип ферми	***Конструктивні поправки***	
	за прогинами	***За напруженнями посередині ферми в поясах***
Зварні легкого типу	*0,89*	*0,96*
Зварні більш важкого типу	*0,79*	*0,79*
Клепані легкого типу	*0,76*	*0,68*
Клепані більш важкого типу	*0,59*	*0,55*

Очевидно, що розрахункова модель ферм повинна відповідати їхній загальній статичній схемі (розрізна, нерозрізна, вільно оперта, защемлена). Це положення наглядно ілюструють дані табл. 5.3.

Таблиця 5.3

Конструктивні поправки сталевої багатопролітної нерозрізної ферми
(при різних методах розрахунку)

Схема розрахунку	***Конструктивні поправки***	
	за напруженнями посередині ферми в нижньому та верхньому поясах	***за прогинами у середині ферми***
Нерозрізна система	*0,96*	*0,89*
Розрізна система	*0,71*	*0,75*
Вільно оперта на дві опори ферма	*0,88*	*0,86*

5.4. Конструктивні поправки підкранових балок

Під час згаданих вище досліджень була оцінена дійсна робота деяких сталевих підкранових балок, одержані конструктивні поправки наведені в табл. 5.4. Досить незвичні значення поправок, що перевищують одиницю, є наслідком доволі складної роботи підкранових балок. Такі дані табл. 5.4 поясняються наявністю двовісного напруженого стану у стінці балок, ранньою появою пластичності, впливом викривлення стінки балок. Фактично на роботу підкранових балок діють ще багато інших факторів, які на момент виконання випробувань (1936…1951 рр.) були досліджені недостатньо. Отже, це приклад того, як величини конструктивної поправки віддзеркалювали рівень досліджень конструкцій.

Таблиця 5.4

Конструктивні поправки підкранових балок за напруженнями

	Підкранові балки			
	1	***2***	***3***	***4***
Конструктивна поправка	*1,29*	*1,26…1,33*	*0,955…1,070*	*1,18…1,47*

В період переходу від методу допустимих напружень до методу граничних станів (50..60-і роки 20-го століття) активізувалися натурні експериментальні дослідження конструкції по уточненню їх дійсної роботи і виявленню конструктивних поправок. Деякі результати для кранових і підкранових конструкцій, одержані в цей період, наведені в табл. 5.5. Не дивно, що ця таблиця не заповнена повністю, бо очевидні великі труднощі натурних досліджень у діючих цехах, особливо металургійних з їх виключно інтенсивним режимом роботи і сильноагресивним внутрішнім середовищем (високі температури, загазованість, динамічні кранові впливи тощо).

При цьому більшість одержаних конструктивних поправок виявилася меншою одиниці, тобто мали характер, протилежний даним Г.О. Шапіро. Можливо, що це свідчило про наявні запаси у досліджених балках і можливість деякого збільшення коефіцієнту умов роботи.

Таблиця 5.5

Конструктивні поправки кранових и підкранових конструкцій
(за результатами випробувань ДПІ Проектстальконструкція)

Найменування об'єктів	***Конструктивні поправки***			
	кранових і підкранових ферм		***підкранових балок***	
	за прогином	***за напруженням***	***за прогином***	***за напруженням***
Мартенівський цех Кузнецького металургійного комбінату	–	–	*1,07*	–
Мартенівський цех Макіївського металургійного заводу	–	–	*1,04*	*0,69…0,80*
Мартенівський цех Дніпродзержинського металургійного заводу	*0,72…0,90*	–	*0,68…0,72*	*0,87*
Сталеплавильний цех заводу «Электросталь»	*0,74*	–	–	–
Рафинировочний цех Мончегорського заводу «Североникель»	*0,67…1,0*	–	–	–
Шихтовий двір заводу «Красный Октябрь»	–	–	*0,53*	*0,51*

По даних), одержаних дещо пізніше в 60-і роки минулого століття, **к**онструктивна поправка по прогинам зварних підкранових балок знаходиться в інтервалі 0,85…1,00.

5.5. Конструктивні поправки поперечних рам і колон

Найбільш повні дані щодо конструктивних поправок поперечних рам були одержані під час масштабних натурних випробувань виробничих будівель в 30…50 роки минулого століття. Деякі із одержаних результатів наведені в табл. 5.6. Цех №1 – мартенівський, збудований на початку XX-го століття, з шарнірним сполученням ригелів з колонами і клепаними сталевими конструкціями. Цех №4 – також мартенівський, проектування 40-х років, з жорсткими поперечними рамами і решітчастими ригелями.

Як видно з таблиці, конструктивні поправки по поперечним зміщенням виявилися дуже малими при порівнянні з розрахунком плоскої окремо стоячої рами, що наочно свідчить про суттєву наближеність цієї розрахункової моделі. При врахуванні просторової розрахункової моделі

конструктивна поправка значно збільшується, хоча ще не досягає одиниці, що свідчить про неповну досконалість просторової моделі ОВБ 40..50 років.

Таблиця 5.6

Конструктивні поправки рам ОВБ по поперечним зміщенням

№ цеха	*Відмітка місця заміру зміщення, м*	*Поперечне гальмування мостового крана*		*Горизонтальна сила на відмітках низу ферм або головки рейки*	
		Плоска рама	*Просторова система*	*Плоска рама*	*Просторова система*
Цех №1	*25,7*	*0,12*	*0,60*	*0,21*	*0,80*
	18,5	*0,16*	*0,80*	*0,15*	*0,58*
Цех №4	*15,2*	*0,09*	*1,00*	*0,08*	*0,51*
	12,4	*0,06*	*0,90*	*0,10*	*0,57*

Як показали натурні випробування сталевих колон ОВБ, теоретичні і експериментальні значення нормальних сил відрізняються незначно, конструктивні поправки близькі до одиниці (табл. 5.7). Конструктивні поправки колон за моментами значно менше внаслідок більш складної їх природи (невизначеність бічних сил кранів, ексцентричність спирання підкранових балок, складна конструкція в'язей і робочих майданчиків тощо).

Таблиця 5.7

Конструктивні поправки сталевих колон

Тип колони		*Конструктивні поправки*	
		за нормальними силами	*за згинальними моментами*
Важка (з гілками із складених двотаврів)	*Крайній ряд*	*0,91…1,01*	*0,66…0,74*
	Середній ряд	*0,76…1,00*	*0,44…0,67*
Легка (з гілками з прокатних кутиків)		*0,87…1,03*	*0,64…0,74*

5.6. Імовірнісна оцінки коефіцієнту умов роботи ступінчастих колон

Обґрунтування коефіцієнтів умов роботи, крім оцінки конструктивних поправок, може базуватися також на імовірнісних дослідженнях і оцінках надійності конструкцій.

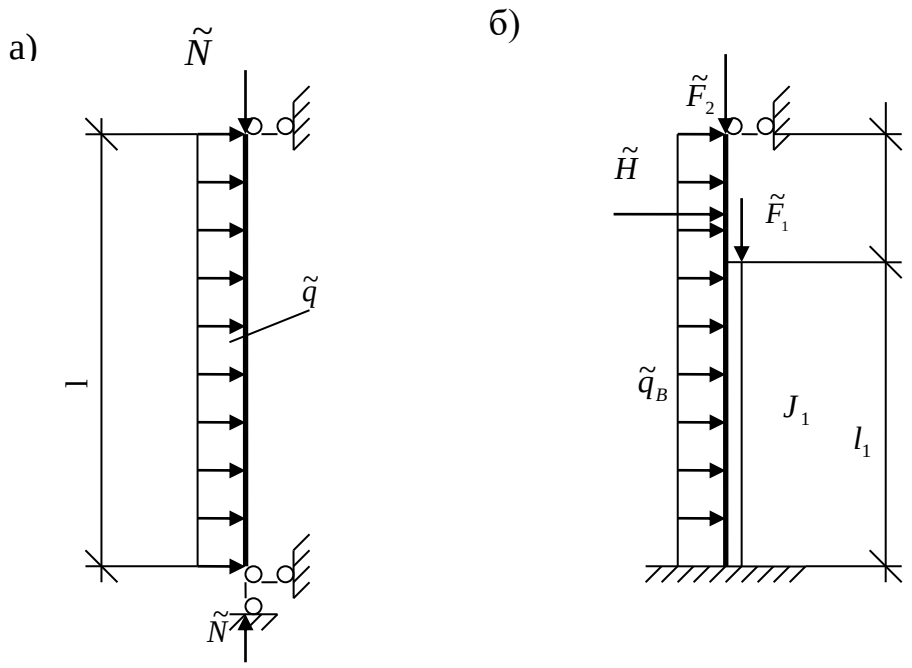


Рис. 5.2. Розрахункові схеми колон ОВБ:
а – стійка постійного перерізу; б – ступінчаста колона

Зокрема, особливістю конструкцій колон є те, що на них діють кілька випадкових навантажень, що мають різну імовірнісну природу (постійні, атмосферні, кранові) (рис. 5.2). Тому оцінка надійності таких конструкцій досить складна, вона одержана в дослідженнях, що проводилися на кафедрі КМДіП ПолтНТУ на протязі кількох років. Ці дослідження дозволили, зокрема, оцінити резерви несучої здатності сталевих колон ОВБ, що не враховувалися діючими нормами, і запропонувати новий коефіцієнт умов роботи.

Для одержання конкретних результатів був перевірений ряд характерних ступінчастих колон виробничих будівель, спроектованих за нормами, частина одержаних результатів ілюструється табл. 5.8, в якій прийняті наступні позначення:

L – проліт поперечної рами виробничої будівлі; B – крок колон;

l_2 , l_1 – довжини відповідно верхньої і нижньої частин колони;

$Q_2(t)$, $Q_1(t)$ – імовірності відмови відповідно верхньої і нижньої частин колони при терміні експлуатації t = 50 років, визначена наближена за кількістю викидів $N_+(t) \le 1$.

Як видно з табл. 5.8, були розглянуті колони в широкому діапазоні параметрів: при жорсткому і шарнірному сполученні колон з ригелями, для рам з прольотами 24…36 м і кроками 6 і 12 м, з теплою і холодною покрівлею по профільованому настилу і залізобетонним панелям, з мостовими кранами вантажопідйомністю 30/5…125/20 тс режимів 4К-6К

і 7К, для снігових і вітрових навантажень I,II і III районів; всі колони підібрані за розрахунком без запасу.

Дані таблиці свідчать про те, що верхні частини ступінчастих колон мають імовірності відмови одного порядку з колонами постійного перерізу і кроквяними балками при важкій покрівлі, тому можна говорити про примірну рівнозабезпеченність цієї групи сталевих конструкцій.

У той же час систематично, як при жорсткому, так і при шарнірному сполученні ригелів з колонами надійність нижніх частин виявилася значно більшою, ніж верхніх. Це є слідством прикладення до нижньої частини більшої кількості випадкових навантажень, зокрема, вертикального кранового навантаження.

Таке положення дало можливість викрити резерви надійності нижніх частин колон і з умови $Q_1(t) \approx Q_2(t)$ знайти зменшену площу перерізу і коефіцієнт умови роботи, що дорівнював для перевірених варіантів колон γ_c =1,15…1,53. Цей коефіцієнт, визначений на основі критерію рівнонадійності частин, можна рекомендувати ввести в розрахункові формули для суцільних і наскрізних нижніх ділянок ступінчастих колон ОВБ, оснащених мостовими кранами.

Одним із параметрів, що впливає на даний коефіцієнт, є відношення поздовжніх сил верхньої і нижньої частин колон. Очевидно, що для диференціації коефіцієнта γ_C і деталізації його зв'язку з різними параметрами необхідно подальше вивчення даного питання, яке залишається актуальним і на теперішній момент. Однак одержані дані дозволили у першому наближенні призначити із запасом за нижніми обчисленими значеннями коефіцієнт умов роботи γ_C = 1,15 для нижніх частин сталевих ступінчастих колон і рекомендувати його у норми проектування і підсилення сталевих конструкцій. При розробці ДБН В.2.6-163:2010 «Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу» ця рекомендація обережно врахована у формі γ_C = 1,05 для колон ОВБ, оснащених мостовими кранами.

5.7. Коефіцієнт умов роботи статично невизначених рам

В теорії надійності будівельних конструкцій і механізмів розрахунок статично невизначених систем (окремих балок і рам, багатоповерхових і багатопролітних поперечників будівель) вважається однією із найскладніших проблем. Причиною цього є складний характер руйнування статично невизначених систем (СНС), який відрізняється від характеру руйнування статично визначеної системи тим, що при відмові одного або навіть декількох елементів СНС може зберігати працездатний стан. Тому руйнування статично невизначеної системи може відбуватися, по мірі відмов окремих елементів, шляхом переходу через різні працездатні стани, відповідні до різних схем та імовірнісних параметрів системи. Внаслідок

Таблиця 5.8

Оцінка надійності ступінчастих колон виробничих будівель

Варіант	***Сполучення ригеля з колоною***	***Геометричні параметри***		*Навантаження*					***Імовірності відмови***		***Коефіцієнт умов роботи***
		$\frac{L}{B}$	$\frac{l_2}{l_1}$	***Покрівля***	***Крани***		***Райони***		***Верхня частина***	***Нижня частина***	
					Q, тс	***Режим***	***Сніг***	***Вітер***	$Q_2(t)$	$Q_1(t)$	γ_c
1	*жорстке*	$\frac{24}{12}$	$\frac{3,97}{16,4}$	*тепла з.б. панелі*	*15/3*	*7К*	*III*	*I*	*0,48*	$0,96\times10^{-2}$	***1,15***
2	*жорстке*	$\frac{36}{12}$	$\frac{6,6}{12,4}$	*тепла з.б. панелі*	*125/20*	*4К-6К*	*III*	*II*	*0,023*	$4,15\times10^{-4}$	***1,15***
3	*шарнірне*	$\frac{30}{12}$	$\frac{6,1}{11,0}$	*тепла проф-настил*	*100/20*	*4К-6К*	*III*	*II*	$9,83\times10^{-4}$	$2,24\times10^{-7}$	***1,32***
4	*жорстке*	$\frac{30}{12}$	$\frac{6,4}{14,2}$	*тепла з.б. панелі*	*100/20*	*4К-6К*	*III*	*II*	*0,054*	$6,5\times10^{-5}$	***1,25***
5	*шарнірне*	$\frac{36}{12}$	$\frac{6,02}{14,4}$	*тепла з.б. панелі*	*80/20*	*7К*	*III*	*II*	*0,213*	$1,71\times10^{-6}$	***1,18***
6	*шарнірне*	$\frac{24}{12}$	$\frac{5,23}{17,0}$	*тепла з.б. панелі*	*50/10*	*4К-6К*	*I*	*III*	*0,54*	$5,0\times10^{-8}$	***1,19***
7	*шарнірне*	$\frac{24}{6}$	$\frac{3,25}{9,75}$	*холодна з.б. панелі*	*30/5*	*7К*	*II*	*I*	*0,71*	$2,78\times10^{-12}$	***1,32***

цього оцінка надійності СНС являє собою досить громіздку задачу, ступінь складності якої швидко зростає відповідно до складності системи. Дослідженнями, проведеними на кафедрі КМДіП ПолтНТУ, вдалось в певній мірі подолати вказані труднощі і розробити методики оцінки надійності СНС, придатні до практичного застосування, та запропонувати нову шкалу коефіцієнтів умов роботи для таких систем

Був проведений порівняльний аналіз методів розрахунку надійності СНС: метод станів, логіко-імовірнісний метод, метод граничної рівноваги. На цій основі був розроблений імовірнісний метод граничної рівноваги (ІМГР). Повна оцінка імовірності відмови СНС з випадковою міцністю і навантаженням була одержана в результаті розробки варіанту ІМГР, що базується на кінематичному методі граничної рівноваги. Був використаний варіант цього методу, названий «методом комбінованих механізмів», які складаються з основних механізмів руйнування СНС: балочних, поверхових (зсувних) і вузлових. Метод реалізований у вигляді алгоритму і програми ПЕОМ, під час розрахунку по якій формуються комбіновані механізми з різним числом шарнірів пластичності , відкидаються статично неприпустимі (надмірні) та малоймовірні механізми. (рис. 5.3). Оцінка імовірності відмови СНС в цілому визначалася як диз'юнкція корельованих умов відмови головних механізмів, відповідним підвищеним ймовірностям руйнування.

Із застосуванням розроблених методик і програм був виконаний числовий експеримент по визначенню надійності 140 статично невизначених рам різного призначення і конфігурації, причому кількість поверхів варіювалася від одного до трьох, кількість прольотів – також від одного до трьох. Кількісно підтверджено, що пружно-пластичний розрахунок розглянутих СНС призводить до економії матеріалу в межах 10…15% у порівнянні із пружним розрахунком.

Крім того, вперше був кількісно оцінений резерв надійності СНС порівняно з окремими елементами і статично визначеними системами. Цей резерв пропонується враховувати вперше введеним «коефіцієнтом схемної надійності γ_S», аналогічним коефіцієнту умов роботи діючих норм. В основу обґрунтування значень цього коефіцієнту покладено врахування його імовірнісної природи та умова рівнонадійності СНС, при якій імовірність відмови системи в цілому дорівнює імовірності відмови окремих елементів.

Аналіз показав, що при наближенні механізму руйнування СНС до балочного механізму коефіцієнт γ_S зменшується, а при зсувному механізмі – збільшується; максимальні значення коефіцієнта γ_S отримані для повних механізмів руйнування, частковий механізм призводить до зменшення коефіцієнта γ_S.

Одержані коефіцієнти схемної надійності знаходяться в інтервалі γ_S= 1,18…1,27 (таблиця 5.9), тобто свідчать про суттєві резерви несучої здатності СНС, що не враховують діючі норми. Цей коефіцієнт умов роботи СНС призначений для використання у розрахунках несучої здатності перерізів елементів СНС з урахуванням пластичної стадії роботи.

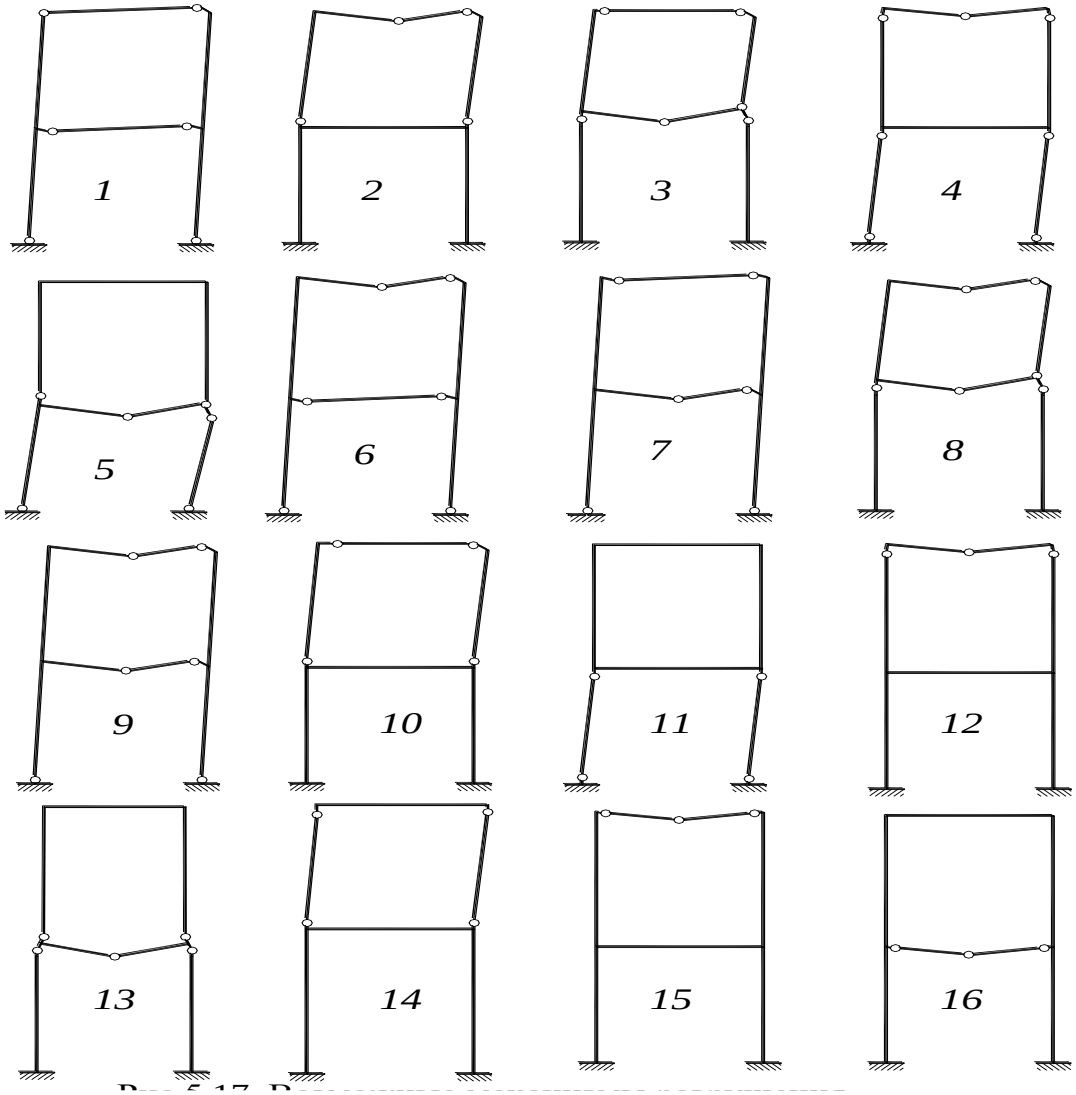


Рис. 5.3. Можливі механізми руйнування двоповерхової рами

Таблиця 5.9

Розрахункові значення коефіцієнту умов роботи γ_S для статично невизначених сталевих рам

Кількість прольотів	***Кількість поверхів***		
	1 поверх	***2 поверхи***	***3 поверхи***
1 проліт	*1,18*	*1,21*	*1,21*
2 прольоти	*1,19*	*1,26…1,27*	–
3 прольоти	*1,24*	–	–

Література

1. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 205 с.

2. Пічугін С.Ф. Розрахунок надійності будівельних конструкцій.– Полтава: ТОВ «АСМІ», 2016 – 529 с.

3. Харченко Ю.А. Оцінка параметрів надійності сталевих стиснуто-зігнутих елементів постійного перерізу. – Дис…канд. техн. наук. – ПолтТУ, 1995.

4. Пащенко А.М. Імовірнісний розрахунок стиснутих елементів будівельних конструкцій. – Дис…канд.. техн.. наук. – ПолтДТУ імені Юрія Кондратюка, 2004.

5. Чичулін В.П. Імовірнісний розрахунок сталевих поперечних рам виробничих будівель. – Дис…канд. техн. наук. – ПолтТУ, 1994.

6. Гнітько О.В. Імовірнісний розрахунок і оцінка ступеня відповідальності елементів сталевих статично невизначених конструкцій. – ПолтДТУ імені Юрія Кондратюка, 1999.

Контрольні питання

1. Який зміст має коефіцієнт умов роботи в методиці граничних станів?

2. Як нормується коефіцієнт умов роботи у нормах проектування?

3. Який зв'язок має конструктивна поправка з коефіцієнтом умов роботи?

4. Яку конструктивну поправку мають сталеві ферми?

5. Що впливає на конструктивну поправку підкранових конструкцій?

6. Дайте імовірнісне обґрунтування коефіцієнту умов роботи ступінчастих колон.

7. На чому ґрунтується коефіцієнт умов роботи статично невизначених конструкцій?

ЛЕКЦІЯ 6. КОЕФІЦІЄНТ ВІДПОВІДАЛЬНОСТІ

6.1. Визначення коефіцієнту відповідальності
6.2. Рекомендації СНиП 80-х років щодо коефіцієнту надійності за призначенням
6.3. Рекомендації норм ДБН В.1.2-14-2018 щодо коефіцієнту надійності за відповідальністю
6.4. Строки експлуатації будівель і споруд
6.5. Визначення актуарних ризиків у будівництві
6.6. Взаємозв'язок ризиків і коефіцієнтів γ_n
6.7. Залежність коефіцієнту відповідальності від ПЕВ.

6.1. Визначення коефіцієнту відповідальності

Згідно із нормами ДБН України, коефіцієнт надійності за відповідальністю γ_n (коефіцієнт відповідальності) враховує значущість конструкції чи об'єкту в цілому, а також можливі наслідки відмови. В попередніх нормах СНиП цей коефіцієнт називався «коефіцієнтом надійності за призначенням».

Якщо дещо розгорнути наведене лаконічне визначення, можна відмітити, що коефіцієнт відповідальності призначений для диференціювання рівнів безпеки в залежності від соціального та економічного значення споруди, масштабу наслідків і величини збитків при можливій відмові. Основною задачею, що вирішується за допомогою коефіцієнту γ_n, є підвищення економічної ефективності на основі регулювання імовірності відмови шляхом її зниження для споруд, що мають більше значення для суспільства і важкі наслідки відмови, і навпаки, підвищення імовірності відмови для звичайних споруд.

Коефіцієнт відповідальності γ_n має форму загального коефіцієнту запасу, на який множаться всі навантаження і який враховується в лівій частині граничної нерівності методу граничних станів. Цей коефіцієнт може також враховуватися в знаменнику правої частини граничної нерівності.

6.2. Рекомендації СНиП 80-х років щодо коефіцієнту надійності за призначенням

Перші рекомендації щодо нормування коефіцієнту γ_n були прийняті у вигляді постанов Держбуду СРСР у 1981-82 рр. і були внесені у вигляді додатку в норми навантажень і впливів. Слід підкреслити, що ці рекомендації були введені вольовим чином, не мали наукового підґрунтя і,

очевидно, спиралися на набутий досвід проектування і безвідмовної експлуатації будівель і споруд.

Таблиця 6.1.

Коефіцієнти надійності за призначенням

Клас відповідальності будівель і споруд	***Перелік будівель і споруд***	***Коефіцієнт надійності за призначенням*** γ_n
Клас I	*Основні будівлі і споруди, що мають **особливо важливе** народногосподарське та (або) соціальне призначення: головні корпуси ТЕС, АЕС, центральні вузли доменних пічок, димові труби висотою більше 200 м, телевізійні башти, споруди магістральної первинної мережі ЕАСС, резервуари для нафти і нафтопродуктів вмістом більше 10 тис. м^3, криті спортивні споруди з трибунами, будівлі театрів, кінотеатрів, цирків, критих ринків, навчальних установ, дитячих дошкільних установ, лікарень, пологових будинків, музеїв, державних архівів тощо*	*1,0*
Клас II	*Будівлі і споруди об'єктів, що мають **важливе** народногосподарське та (або) соціальне призначення (об'єкти промислового, сільськогосподарського, житлово-цивільного призначення і зв'язку, що не ввійшли в I і III класи)*	*0,95*
Клас III	*Будівлі і споруди об'єктів, що мають **обмежене** народногосподарське та (або) соціальне призначення: склади без процесів сортування і пакування для зберігання сільськогосподарської продукції, добрив, хімікатів, вугілля, торфу та ін., теплиці, парники, одноповерхові житлові будинки, опори дротового зв'язку, опори освітлення населених пунктів, огородження, тимчасові будівлі і споруди* і т.п.*	*0,9*
** Для тимчасових будівель і споруд із терміном служби до 5 років допускається приймати* $\gamma_n = 0,8$		

6.3. Рекомендації норм ДБН В.1.2-14-2018 щодо коефіцієнту надійності за відповідальністю

Українські норми ДБН В.1.2-14-2018 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ» в розробці яких приймав участь автор конспекту лекцій, суттєво і глибоко розвинули основні засади методики розрахунку за граничними станами, зокрема щодо коефіцієнту

відповідальності. В подальшому ці питання були дещо уточнені ДСТУ 8855:2019 «Визначення класу наслідків (відповідальності)», в розробці яких також приймали участь викладачі ПолтНТУ.

Значення коефіцієнту надійності за відповідальністю (коефіцієнту відповідальності) γ_n визначаються залежно від класу наслідків (відповідальності) об'єкта і типу розрахункової ситуації згідно з табл. 6.2.

Таблиця 6.2

Коефіцієнти надійності за відповідальністю будівель і споруд

Клас наслідків (відповідальності)	***Категорія відповідальності конструкції***	***Значення γ_n, які використовуються розрахункових ситуаціях***				
		усталених		***перехідних***		***аварійних***
		перша група граничних станів	***друга група граничних станів***	***перша група граничних станів***	***друга група граничних станів***	***перша група граничних станів***
СС3	*А*	*1,250*	*1,000*	*1,050*	*0,975*	*1,050*
	Б	*1,200*		*1,000*		
	В	*1,150*		*0,950*		
СС2	*А*	*1,100*	*0,975*	*0,975*	*0,950*	*0,975*
	Б	*1,050*		*0,950*		
	В	*1,000*		*0,925*		
СС1	*А*	*1,000*	*0,950*	*0,950*	*0,925*	*0,950*
	Б	*0,975*		*0,925*		
	В	*0,950*		*0,900*		

Примітка 1. *Якщо у нормах проектування певних типів будівель або споруд не наведено конкретних рекомендацій щодо розподілу конструкцій за категоріями відповідальності відповідно класів наслідків (відповідальності), дозволяється їх відносити до категорії Б.*

Примітка 2. *Для об'єктів нового будівництва, що споруджуються в охоронній зоні пам'яток культурної спадщини національного та місцевого значення, які за всіма характеристиками можливих наслідків їх відмови відносяться до класу наслідків (відповідальності) СС1, коефіцієнт надійності γ_n, що передбачений для вищих класів надійності, не застосовується.*

Для конструкцій масового застосування встановлюється, як правило, одне значення коефіцієнта $\gamma_{n,}$ з яким ця конструкція повинна використовуватися незалежно від класу наслідків (відповідальності) об'єкта, де вона фактично застосована.

Класи наслідків (відповідальності) будівель і споруд використовують для забезпечення надійності та конструктивної безпеки будинків, будівель, споруд, лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, а також будівельних конструкцій та основ. Клас наслідків (відповідальності) визначається рівнем можливих матеріальних збитків і (або) соціальних втрат, пов'язаних із припиненням експлуатації або із втратою цілісності об'єкта.

Можливі соціальні втрати від відмови повинні оцінюватися в залежності від таких факторів ризику, як:

- небезпека для здоров'я і життя людей;
- різке погіршення екологічного становища у прилеглій до об'єкта місцевості (при руйнуванні сховищ токсичних рідин або газів, відмові очисних споруд систем центрального водовідведення);
- втрата пам'яток історії і культури або інших духовних цінностей суспільства;
- припинення функціонування систем і мереж зв'язку, енергопостачання, транспорту чи інших елементів життєзабезпечення населення або безпеки суспільства;
- неможливість організувати надання допомоги потерпілим при аваріях і стихійних лихах;
- загроза обороноздатності та національній безпеці країни.

Можливі економічні збитки повинні оцінюватися витратами, пов'язаними як з необхідністю відновлення об'єкта, що відмовив, так і з побічними збитками (збитки від зупинки виробництва, втрачена вигода).

Характеристики можливих наслідків є підставою для класифікації об’єктів будівництва по трьох класах наслідків (відповідальності) – СС1, СС2 та СС3. Класифікація будівель і споруд виконується відповідно до вказівок табл. 6.3 незалежно за кожною з наведених в її стовпцях характеристикою можливих збитків та втрат від відмови. Будівлі або споруді в цілому присвоюється найвищий з отриманих (найбільший за номером) клас.

***Категорії відповідальності конструкцій та їх елементів*.** Залежно від наслідків, які можуть бути викликані відмовою, розрізняють три категорії відповідальності конструкцій та їх елементів:

А – конструкції та елементи, відмова яких може *призвести до непридатності* до експлуатації будівлі (споруди) або значної її частини (приклад – колони нижнього поверху багатоповерхового каркасного будинку).

Б – конструкції та елементи, відмова яких може *призвести до ускладнення* нормальної експлуатації будівлі (споруди) або до відмови інших конструкцій, які не належать до категорії А (приклад – кроквяні ферми).

В – конструкції, відмови яких *не призводять до порушення* функціонування будівлі (споруди) в цілому або інших конструкцій або їх елементів (приклад – прогони покрівлі).

Категорії відповідальності встановлюються проектувальником і мають бути наведені у проектній документації. Рекомендації щодо визначення цих категорій, як правило, мають бути наведені у нормах проектування будівель або споруд певного типу.

У складі категорії А можуть виділятися конструкції категорії А1 (головні несучі конструкції), безвідмовність яких забезпечує будівлю або споруду від повного руйнування при аварійних впливах, навіть якщо її подальше використання за призначенням при цьому стане неможливим без капітального ремонту.

Таблиця 6.3.

Класи наслідків (відповідальності) будівель і споруд

Клас наслідків (відповідальності) об'єкта	***Можлива небезпека, кількість осіб***			***Обсяг можливого економічного збитку, м.р.з.п.***	***Припинення функціонування лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, об'єктів комунікацій зв'язку, енергетики та інших мереж, рівень***
	Для здоров'я і життя людей, які постійно перебувають на об'єкті	***Для здоров'я і життя людей, які періодично перебувають на об'єкті***	***Для життєдіяльності людей, які перебувають зовні об'єкта***		
СС3 значні наслідки	*Понад 400*	*Понад 1000*	*Понад 50000*	*Понад 50000*	*Загальнодержавний*
СС2 середні наслідки	*Понад 50 до 400 включно*	*Понад 100 до 1000 включно*	*Понад 100 до 50000 включно*	*Понад 2500 до 50000 включно*	*Регіональний, місцевий*
СС1 незначні наслідки	*До 50 включно*	*До 100 включно*	*До 100 включно*	*До 2500 включно*	*Об'єктовий*

Примітка 1. *Вважається, що на об'єкті постійно перебувають люди, якщо вони перебувають там більше ніж вісім годин на добу та не менш ніж 150 днів на рік (загалом не менше 1200 год за рік). Особами, що періодично відвідують об'єкт, вважаються ті, що заповнюють його не більше восьми годин на добу протягом не більше ніж 150 днів на рік (загалом від 450 до 1200 год за рік). Можливою небезпекою для життєдіяльності людей є ймовірне порушення нормальних умов життєдіяльності більш ніж на три доби відповідно [3].*

Примітка 2. *Обсяг можливого економічного збитку визначається відповідно до Методики [1].*

Примітка 3. *Мінімальний розмір заробітної плати (м.р.з.п.) щорічно встановлюється [2].*

До категорії А1 слід відносити елементи, відмова яких може стати безпосередньою причиною, аварійної ситуації з прямою загрозою для людей або довкілля (запобіжні клапани в посудинах високого тиску, деталі та конструктивні елементи, що забезпечують герметизацію резервуарів із сильнотоксичними речовинами).

Для конструкцій та елементів категорії А рекомендується використовувати окремо або в будь-яких доцільних комбінаціях наступні принципи гарантування безпеки:

- *резервування*, тобто забезпечення виконання основних функцій за рахунок надмірного числа елементів і пристроїв або їх надмірних можливостей (силових, енергетичних);

- *незалежність*, тобто функціонування одного елемента (підсистеми) за можливості не повинно залежати від здатності до виконання своїх функцій іншим елементом (підсистемою);

- *розділення функцій*, що забезпечує зменшення ймовірності одночасної відмови різних елементів (підсистем) через загальну причину.

Для елементів категорії А1 відмова від використання принципу незалежності має бути спеціально обґрунтованою.

Типи розрахункових ситуацій. При розрахунках конструкцій слід розглядати такі типи розрахункових ситуацій:

- *усталені,* для яких характерна тривалість реалізації T_{sit} співставна з установленим строком експлуатації об'єкта T_{ef} (наприклад, період експлуатації між двома капітальними ремонтами або змінами технологічного процесу);

- *перехідні,* для яких характерна тривалість реалізації T_{sit} менше порівняно з розрахунковим строком експлуатації T_{ef}, (період зведення об'єкта, капітального ремонту, реконструкції);

- *аварійні,* для яких характерна мала ймовірність появи P_{sit} і невелика тривалість реалізації $T_{sit} << T_{ef}$, але які призведуть до значних з точки зору наслідків можливих відмов (ситуації, які виникають під час вибухів, пожеж, аварій обладнання, зіткнень транспортних засобів, а також безпосередньо після відмови будь-якого елемента конструкції).

Якщо в нормах проектування не визначена розрахункова ситуація, то припускається, що відповідні вимоги норм належать до усталених та перехідних розрахункових ситуацій, які прогнозуються. Аварійні ситуації завжди повинні бути вказані явно.

6.4. Строки експлуатації будівель і споруд

Розрахунковий строк експлуатації будівель і споруд визначається проєктною організацією, виходячи з вимог, що містяться у завданні на проєктування, а за відсутності таких вимог – відповідно до табл. 6.4. При визначенні розрахункового строку експлуатації слід прогнозувати швидкість змін тих технологічних процесів і виробництв, для організації і обслуговування яких створюється об’єкт.

Розрахунковий строк експлуатації зазначається у проєктній документації.

Таблиця 6.4

Строк експлуатації будівель та інженерних споруд

Найменування	Орієнтовне значення розрахункового строку експлуатації T_{ef} , років
Будівлі:	
• житлові та громадські	100
• виробничі та допоміжні	60
• складські	60
• сільськогосподарські	60
• мобільні збірно-розбірні (у тому числі промислові житлові та інші)	20
• мобільні контейнерні	15
Інженерні споруди:	
• мости, в залежності від типу	80-100
• греблі	120
• тунелі	120
• резервуари для води	80
• резервуари для нафти і нафтопродуктів	40
• резервуари для хімічної промисловості	30
• ємнісні конструкції для сипких матеріалів	20-30
• башти і щогли, в залежності від призначення	20-40
• димові труби	30
• теплиці	30
Примітка: Наведені значення T_{ef} не призначені для нарахування амортизаційних відрахувань або для інших цілей, відмінних від оцінювання надійності	

6.5. Визначення актуарних ризиків у будівництві

Актуарні розрахунки (actuarial calculations) – це система математичних і статистичних методів обчислення страхових тарифів. Методологія її ґрунтується на застосування теорії ймовірностей, статистики і довгострокових фінансових обчислень інвестиційного доходу страховика. Ці розрахунки виконуються *актуаріями* (actuary) – офіційно вповноваженими особами, котрі, маючи відповідну фахову підготовку, за допомогою методів математичної статистики обчислюють страхові тарифи. На актуарія покладається відповідальність за те, щоб страхові фонди були достатніми на той момент, коли страховій компанії доведеться виконувати свої зобов’язання за виданими полісами. Актуарні розрахунки дають змогу визначити страховий тариф та частку кожного страхувальника у створенні страхового фонду.

У сучасних умовах прискореного науково-технічного прогресу, розвитку капіталомістких галузей виробництва значного розвитку в усьому світі набуває страхування технічних ризиків, а також відповідальності перед третіми особами, пов’язаної з проведенням зазначених робіт.

Особливо розвиненим страхування технічних ризиків є у США, Німеччині, Англії, Японії та інших країнах, що входять до міжнародної асоціації страховиків технічних ризиків.

Нині в Україні страхування технічних ризиків здійснюється як страхування майнових інтересів під час виконання будівельно-монтажних робіт і охоплює наступні галузі страхування.

1) Майнове страхування, яке поширюється на такі об'єкти страхування, як продукцію будівельно-монтажних робіт, будівельні машини та обладнання, будівлі та споруди, які реконструюються або капітально ремонтуються.

2) Страхування відповідальності перед третіми особами. Коли йдеться про страхування технічних ризиків, розрізняють: страхування будівельного підприємця від усіх ризиків (CAR – contractors all risks); страхування від монтажних ризиків (EAR); страхування машин; страхування електронних приладів.

Якщо враховуються будівельні ризики, розглядається перший тип страхування, а також страхування будівельного підприємця від усіх ризиків. Важливо відмітити, що в нормах проектування та значеннях коефіцієнтів надійності, хоча і неявно, закладені допустимі рівні ризику.

Ризик виражається в загальному випадку наступним чином:

$$R = Prob(F) \cdot C, \qquad (6.1)$$

де *Prob*(F) – імовірність аварії; C – кількісні наслідки (кількість смертей, витрати часу або грошей).

Важливо відмітити, що функція, що описує ризик, має екстремум (мінімум), що свідчить про можливість оптимізації рівня ризику (рис. 6.1). На цьому будується викладена нижче економічна методика обґрунтування коефіцієнту γ_n, розроблена на кафедрі КМДіП ПолтНТУ [6, 7].

6.6. Взаємозв'язок ризиків і коефіцієнтів γ_n

Цей взаємозв'язок наочно ілюструє графік рис. 6.2. На ньому по осі абсцис відкладається вартість конструкцій будівлі $C_к$ (у.о.), в загальному випадку функціонально зв'язана з параметрами перерізу конструкцій. Тут $C_{к,н}$ – вартість конструкції, запроектованої за діючими нормами без урахування коефіцієнту γ_n (базовий варіант).

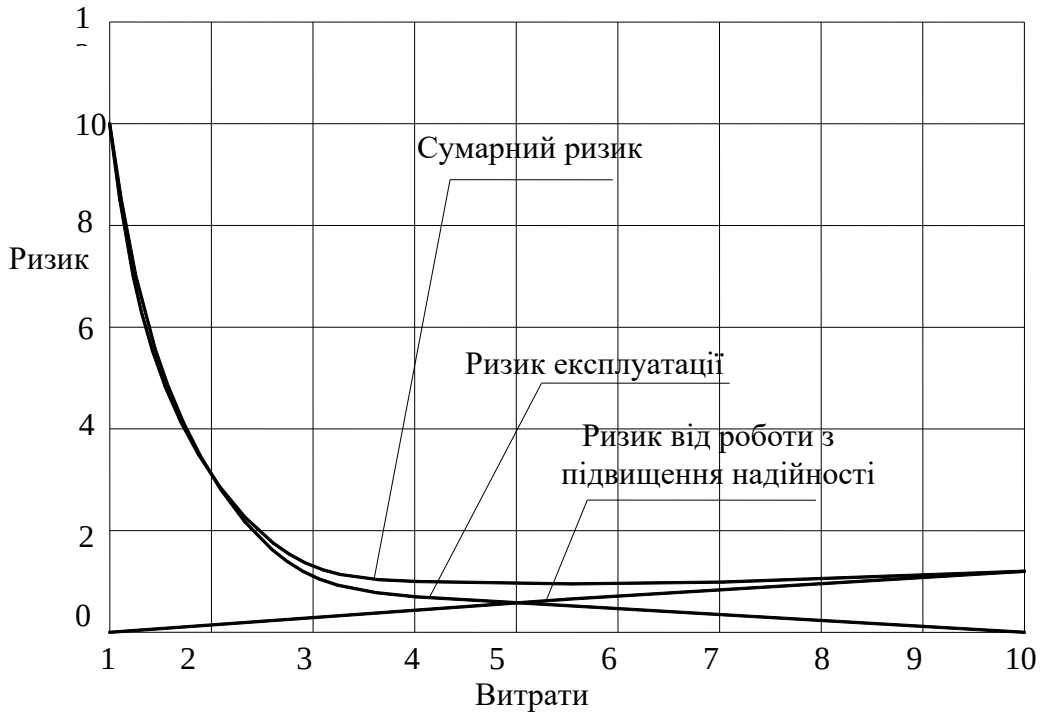


Рис. 6.1. До оптимізації рівня ризику

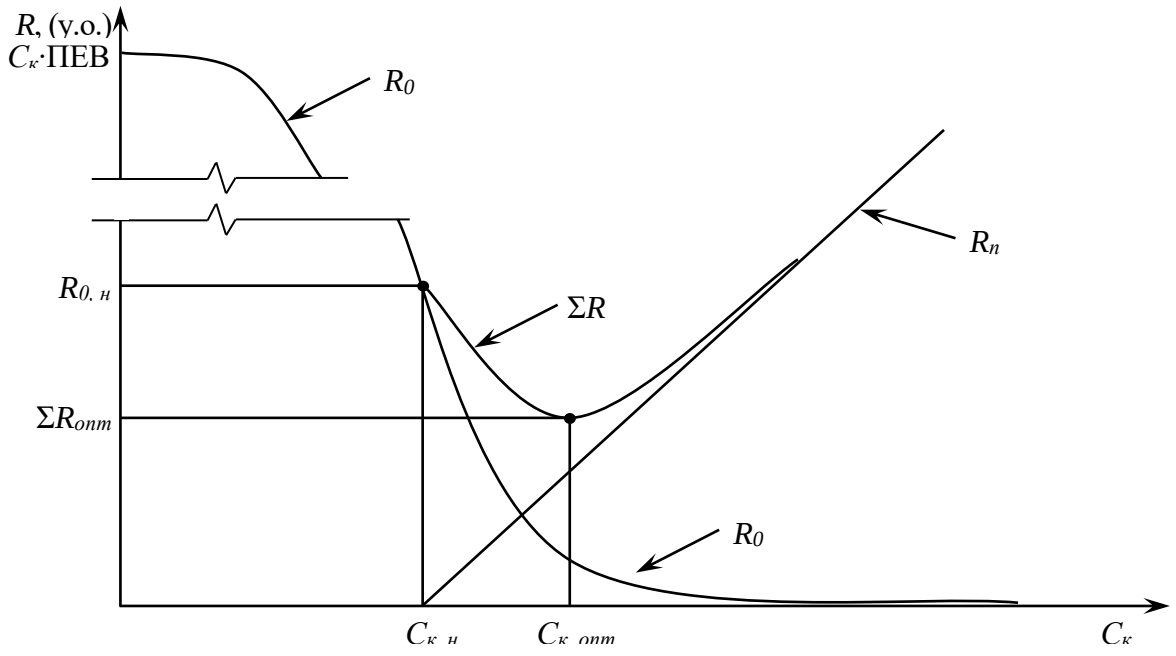


Рис. 6.2. Залежність $R - C_к$ для особливо відповідальних будівель

По осі ординат відкладається значення ризику R (у.о.), причому $R_{0,н}$ – ризик втрат при відмові базового варіанту конструкції.

Ризик перевитрат проекту, позначений $R_п$, описується на графіку прямою згідно з рівнянням:

$$R_п = (C_к - C_{к,н})к, \tag{6.2}$$

де k – коефіцієнт пропорційності (поблизу базової точки $C_{к,н}$), що дорівнює $k \approx 1$ для сталевих і дерев'яних конструкцій і $k \approx 0{,}4...1{,}8$ для залізобетонних конструкцій.

Ризик R_0 втрат від відмови конструкції визначається як

$$R_0 = k \cdot C_к \cdot Q_0, \tag{6.3}$$

де Q_0 – імовірність відмови будівельного об'єкту, які в залежності від вартості конструкції змінюється по криволінійній залежності, подібній інтегральній функції розподілу випадкової величини (рис. 6.2).

Сумарний ризик складається з ризику витрат при відмові конструкцій та ризику перевитрат:

$$\sum R = R_0 + R_п. \tag{6.4}$$

Крива сумарного ризику має мінімум на рівні $\sum R_{опт}$, що відповідає значенню оптимальній вартості $C_{к,опт}$ на осі абсцис. Причому це значення може бути менше, ніж $C_{к,н}$ (для будівель з обмеженою відповідальністю, для яких $\gamma_п < 1$**),** або більше $C_{к,н}$ – для особливо відповідальних будівель (рис. 6.2), для яких $\gamma_п > 1$**.**

При визначенні відповідальності будівель враховується параметр економічних втрат (ПЕВ):

$$ПЕВ = B_0 / C_{к,н}, \tag{6.5}$$

де B_0 – збитки від відмови (аварії, руйнування) об'єкту.

Особливо відповідальними об'єктами вважаються будівлі, для яких *ПЕВ*>100.

Значення коефіцієнту відповідальності пропонується визначати як

$$\gamma_п = C_{к,опт} / C_{к,н}. \tag{6.6}$$

В результаті чисельного моделювання була отримані значення γ_n та відповідні співвідношення нормативного і зменшеного оптимізованого ризиків $R_{0,н}/\sum R_{опт}$ в залежності від ПЕВ (табл. 6.5). Як видно з цієї таблиці, для конструкцій з ПЕВ = 1…10 значення коефіцієнтів γ_n і співвідношення ризиків практично не відрізняються від 1,0. В той же час для особо відповідальних конструкцій при ПЕВ > 250 і $\gamma_n \geq 1{,}15$ значення оптимального ризику $\sum R_{опт}$ може зменшуватися проти нормативного $R_{0,н}$ в 20…50 разів, що повинно вплинути на визначення страхових внесків.

Таблиця 6.5

Порівняльна оцінка коефіцієнтів γ_n конструкцій різної відповідальності [7]

Навантаження представлене в вигляді стаціонарного нормального випадкового процесу			***Навантаження представлене в вигляді суми випадкових процесів з розподілом ординати за нормальним (постійне навантаження) і поліномо-експоненційним законом (снігове навантаження для території України)***		
ПЕВ	γ_n	$\frac{R_{0,н}}{\Sigma R_{опт}}$	**ПЕВ**	γ_n	$R_{0,н} / \Sigma R_{опт}$
10	*1,015*	*1,052*	*10*	*1,049*	*1,59*
50	*1,083*	*2,40*	*50*	*1,108*	*4,70*
100	*1,11*	*3,96*	*100*	*1,133*	*8,0*
150	*1,128*	*5,40*	*150*	*1,153*	*12,6*
250	*1,148*	*8,0*	*250*	*1,166*	*17,0*
500	*1,176*	*14,0*	*500*	*1,190*	*30,0*
750	*1,19*	*19,5*	*750*	*1,20*	*42,0*

6.7. Залежність коефіцієнту відповідальності від ПЕВ [7].

Графік, зображений на рис. 6.2, можна представити у безрозмірних координатах через ПЕВ, поділивши усі грошові значення на нормативну вартість елементу конструкції $C_{к,н}$. Це дало можливість виявити зв'язок між значеннями величини оптимальної надійності $P_{L,opt}$ і ПЕВ, який для всіх можливих випадків досить добре описується прямою пропорційністю у вигляді

$$P_{L,opt} = a + b\lg(ПЕВ), \qquad (6.7)$$

де a і b параметри прямої, числові значення яких залежать від конкретної розрахункової ситуації;

$P_L = -\lg[1 - P(t)]$ – імовірність безвідмовної роботи конструкції (в белах).

При цьому найбільший розкид величини $P_{L,opt}$ не перевищує 0.8 бел (а для переважної більшості менше ніж 0.4 бел). Це створює передумови для того, щоб однозначно визначити $P_{L,opt}$ тільки через параметр економічних втрат ПЕВ, а числові значення a і b назначити для найбільш несприятливого випадку в запас надійності. Такими значеннями виступають $a = 1{,}35$ і $b = 1{,}1$, які перетворюють вираз (6.7) до наступного вигляду (рис. 6.3):

$$P_{L,opt} = 1.35 + 1.1\lg(ПЕВ). \qquad (6.8)$$

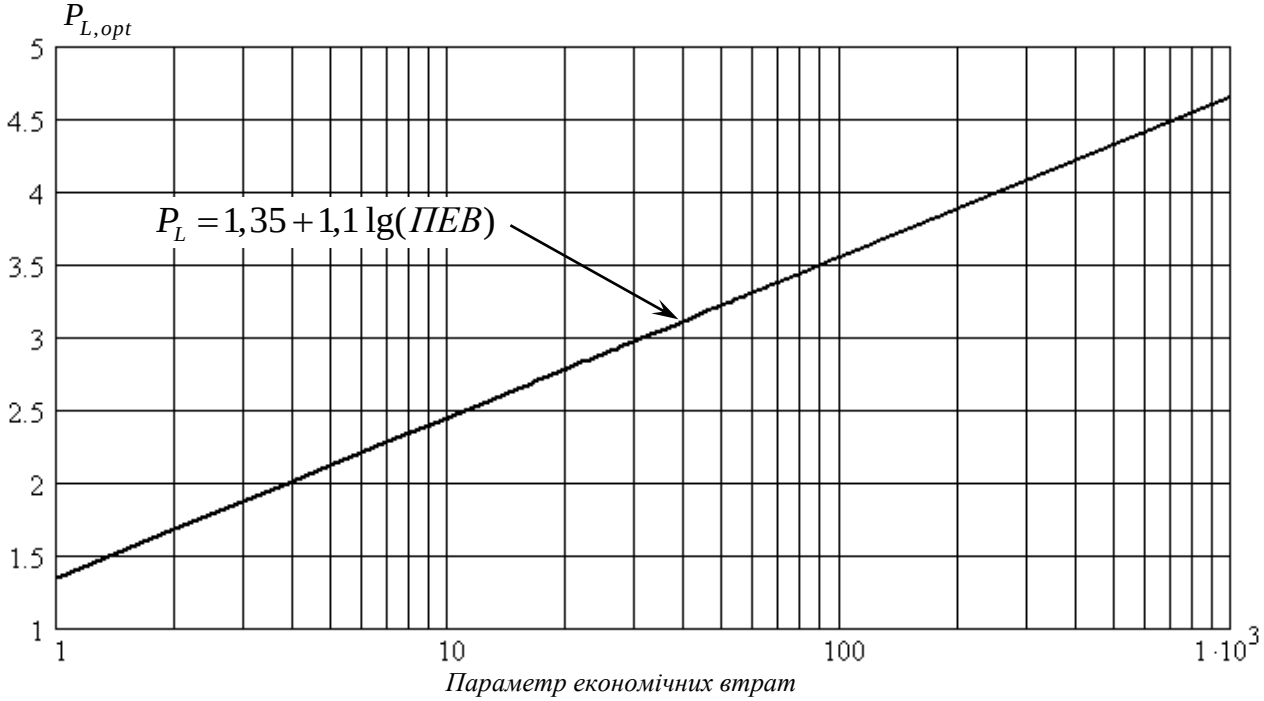


Рис. 6.3. Залежність оптимального показника надійності елементу від параметру економічних втрат

Такий підхід відкриває можливість регулювання надійності конструкцій за допомогою коефіцієнту надійності за призначенням γ_n, який повинен також бути функцією величини параметру економічних втрат ПЕВ. Ця залежність коефіцієнту γ_n від рівня ПЕВ можна представити подібно (6.8) у вигляді прямої (рис. 6.4) з осередненою оцінкою:

$$\gamma_n = 0{,}85 + 0{,}15\ \lg(ПЕВ). \qquad (6.9)$$

Таким чином, в рамках даного підходу коефіцієнт надійності за призначенням відіграє роль регулятора, який фактичну надійність елементу $P(t)$ приводить до оптимальної $P_{L,opt}$ із соціально-економічних міркувань.

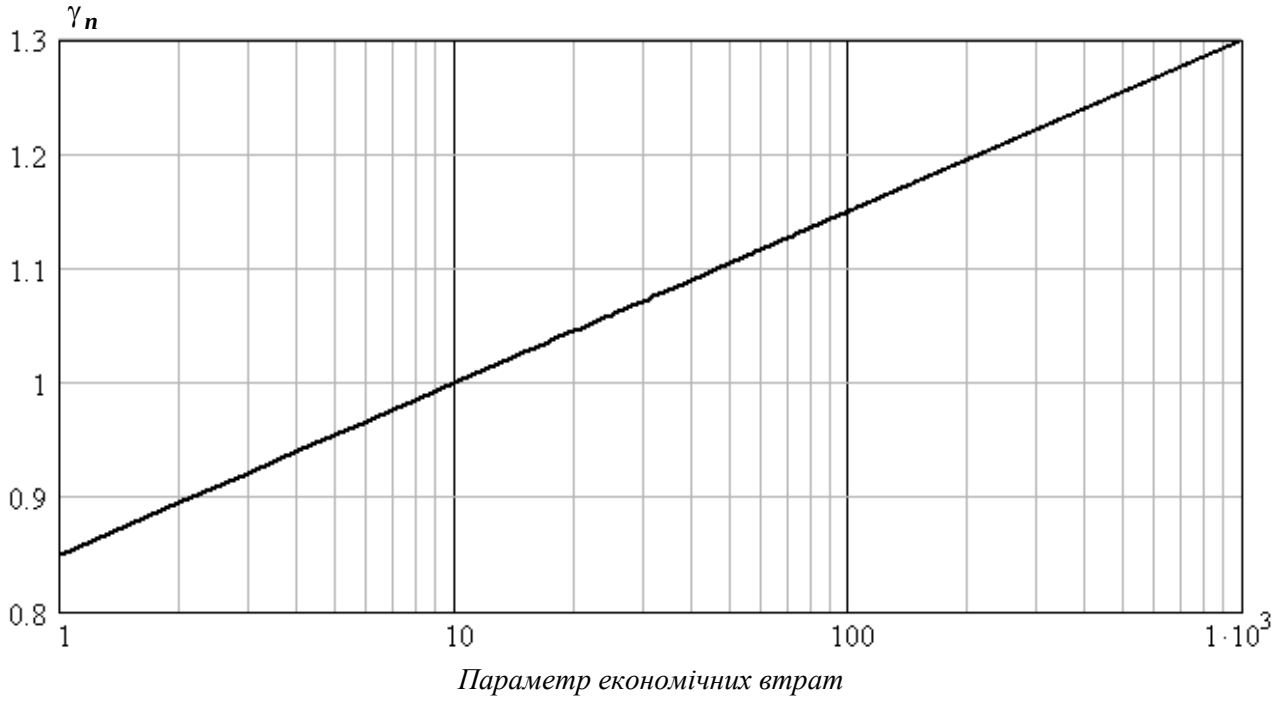


Рис. 6.4. Залежність коефіцієнту надійності за призначенням від параметру економічних втрат

Література

1. Постанова Кабінету Міністрів України від 15 лютого 2002 р. №175 «Про затвердження Методики оцінки збитків від наслідків надзвичайних ситуацій техногенного і природного характеру».

2. Закон України «Про державний бюджет України».

3. Постанова Кабінету Міністрів України від 24 березня 2004 р. №368 «Про затвердження Порядку класифікації надзвичайних ситуацій техногенного та природного характеру за їх рівнями».

4. ДБН В.1.2-14-2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – К.: Мінрегіон, 2018. – 30 с.

5. ДСТУ 8855:2019. Визначення класу наслідків (відповідальності). – К.: ДП «УкрНДНЦ», 2019. – 13 с.

6. Онищенко В.О, Онищенко О.Г., Пічугін С.Ф., Стороженко Л.І., Семко О.В., Слюсаренко Ю.С., Ємельянова І.А. Високоефективні технології та комплексні конструкції в промисловому й цивільному

будівництві. – Вид. 2-ге, доповнене. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2011. – 520 с.

7. Махінько А.В. Надійність елементів металоконструкцій під дією випадкових змінних навантажень: Автореф. дис…канд. техн. наук / ПолтНТУ. – Полтава, 2006. – 24 с.

Контрольні питання

1. Який зміст має коефіцієнт відповідальності в методиці граничних станів?
2. Як нормувався коефіцієнт надійності за призначенням за СНиП?
3. Від чого залежить коефіцієнт відповідальності будівель за ДБН?
4. Як визначається клас наслідків (відповідальності) будівлі?
5. На чому ґрунтується категорія складності об'єкта будівництва?
6. Як визначаються актуарні ризики у будівництві?
7. Який зв'язок має коефіцієнт відповідальності з ризиком?

ЛЕКЦІЯ 7. ВИЗНАЧЕННЯ КЛАСУ ВІДПОВІДАЛЬНОСТІ ОБ’ЄКТІВ БУДІВНИЦТВА

7.1. Прогнозування сценарію аварії об’єкту будівництва
7.2. Методика визначення класу відповідальності об'єктів будівництва
7.3. Особливості щодо об’єктів будівництва невиробничого призначення
7.4 Розрахунок класу наслідків (відповідальності) житлового будинку
7.5 Визначення класу наслідків (відповідальності) громадських та невиробничих будівель
7.6. Визначення класу наслідків (відповідальності) виробничих будівель та споруд

Введення в дію ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ», а згодом і ДБН В.1.2-14-2018 [10], викликало численні питання і незрозумілості у практиків-користувачів, зокрема щодо табл. 6.2 і 6.3. Для зняття можливих питань і спрощення користування вказаними нормами був підготовлений Національний стандарт України – ДСТУ 8855:2019 «Визначення класу наслідків (відповідальності)» [11], в розробці якого прийняв участь автор даного курсу лекцій та інші викладачі університету. Нижче наводяться основні положення цього нормативного документа.

7.1. Прогнозування сценарію аварії об’єкту будівництва

Для підрахунку можливих матеріальних збитків і (або) соціальних втрат від відмови об’єкту, пов'язаних з припиненням експлуатації або із втратою його цілісності, проектувальник визначає найбільш імовірні прогнози ***можливої аварії*** (наприклад, пошкодження, вихід із ладу, руйнування будинку, будівлі, споруди, лінійного об’єкту інженерно-транспортної інфраструктури або їх частин), що сталася з техногенних або природних причин. Перелік цих прогнозів наводиться у пояснювальній записці проекту у розділі «Забезпечення надійності та безпеки» або «Розрахунок категорії складності».

Можливі збитки оцінюють виходячи з прогнозованого сценарію аварії, з урахуванням передбачених проектом заходів щодо локалізації можливої аварії (наприклад, поділенням об’єкту будівництва на окремі частини). Рекомендації щодо побудови сценарію аварії надані у Додатку Б ДБН В.1.2-14-2018 [10],

Сценарій аварії – це модель послідовності подій, що можуть статися внаслідок виникнення ініціюючого впливу (перевантаження, помилки персоналу, аварійної відмови захисних пристроїв тощо) на конструкції будинку, будівлі чи споруди. При цьому слід використовувати так званий *принцип одиничної відмови*, коли вважається, що аварійна ситуація ініціюється лише одним чинником (відмовою одного елементу конструкції, однією помилкою, одним порушенням технологічного процесу).

Крім звичайних розрахункових ситуацій, що повинні передбачатися під час проектування, слід аналізувати можливість виникнення і наслідки аварійних ситуацій, що можуть виникнути за рахунок позапроектних впливів чи помилок персоналу (проектувальників, будівельників, експлуатаційного персоналу тощо).

Рекомендується розглянути можливість, наприклад, таких подій:

- вихід із ладу і руйнування окремої несучої конструкції за рахунок її перевантаження понадпроєктними сполученнями навантажень і впливів;
- виникнення просадок ґрунтових основ при їх аварійному замочуванні;
- вплив можливого карстового провалу;
- вплив ударів від наїзду транспортних засобів;
- можливість відмови конструкцій при виникненні пожежі;
- пошкодження будівельних конструкцій аварійними вибухами (наприклад, побутового газу);
- можливість порушення технологічного процесу чи пошкодження устаткування (розриви трубопроводів, падіння вантажів, інші непроектні впливи).

Складання переліку можливих подій, які можуть спричинити аварійний стан, дає можливість визначити найбільш імовірні причини та місця виникнення небезпечних явищ, а також розробляти заходи щодо підвищення стійкості несучих конструкцій при аварії (поділом об’єкта на відокремлені частини, встановленням дублюючих конструкцій чи додаткових в’язів).

Аналіз розвитку аварійної ситуації виконується на рівні якісних (експертних) оцінок. Розвиток аварійної ситуації слід розглядати крок за кроком з урахуванням місця її виникнення та можливості її локалізації. Кінцевою метою такого аналізу є оцінка зони руйнування, відносної вартості збитків та оцінка кількості осіб, які перебувають в зоні ризику.

Якщо розглядається об’єкт, кожна складова якого оцінюється окремо, сценарії розвитку аварії повинні розглядати також аварійну поведінку мереж тепло-, водо- газо-, електропостачання та інших, які забезпечують функціонування об’єкту.

Значення ризику виникнення збитків P від руйнування об’єкта чи його елемента розраховується як:

$$P = P(H) \times P(A/H) \times P(T/H) \times P(D/H) \times C,$$

де $P(H)$ – імовірність виникнення небезпечної події чи явища;

$P(A/H)$ та $P(T/H)$ – імовірності зустрічі небезпеки з об'єктом у просторі та у часі відповідно;

$P(D/H)$ – імовірність, що загроза *H* створить збитки *D*;

C – відносні збитки (відношення грошової оцінки збитків до вартості об'єкта).

Рекомендований рівень ризику збитків *P* не повинен перевищувати $5 \cdot 10^{-6}$. Ризик виникнення збитків, нижчий за рівень $5 \cdot 10^{-6}$, є припустимим і не потребує дій щодо його зниження; вищий за $5 \cdot 10^{-5}$ є неприпустимим і потребує негайних дій для його зниження. Ризик виникнення збитків в інтервалі від $5 \cdot 10^{-6}$ до $5 \cdot 10^{-5}$ потребує виконання системи заходів для його зниження, строки і повнота яких встановлюються з урахуванням матеріальних та соціальних чинників.

7.2. Методика визначення класу відповідальності об'єктів будівництва

Оцінка можливих економічних збитків повинна враховувати:

- збитки від руйнування чи пошкодження основних фондів ;
- збитки від втрат готової промислової чи сільськогосподарської продукції;
- збитки від втрат запасів сировини, напівфабрикатів та проміжної продукції.

Збитки від руйнування чи пошкодження основних фондів розраховуються, виходячи з втрати їх залишкової вартості, тобто балансової вартості з урахуванням амортизації. Припустимо приймати, що відмова трапиться на момент середнього значення встановленого терміну експлуатації T_{ef} і розраховувати залишкову вартість на цей момент часу. Тоді прогнозовані збитки від можливого руйнування основних фондів розраховуються за формулою:

$$\Phi = c \times P\left(1 - \frac{1}{2} T_{ef} \times K_{a,i}\right), \qquad (7.1)$$

де: Φ – прогнозовані збитки (тис. грн.);

c – коефіцієнт, що враховує відносну вартості об'єкта, повністю втраченого під час аварії. Значення *c* можна оцінювати при аналізі сценарію розвитку аварії (див. п. 7.1). Умовно $c = 0{,}45$;

P – вартість об’єкта, визначена на підставі ДСТУ Б Д.1.1-1 [15] або за об’єктом-аналогом, тис. грн;

T_{ef} – середнє значення розрахункового строку експлуатації об’єкта, роки;

$K_{a,i}$ – коефіцієнт амортизаційних відрахувань.

Під час визначення можливих збитків:

- для об’єктів, що становлять підвищену екологічну небезпеку [6], враховано збитки від вилучення або порушення сільськогосподарських угідь, втрат тваринництва, деревини та інших лісових ресурсів, рибного господарства, знищення або погіршення рекреаційних зон, забруднення атмосферного повітря, поверхневих і підземних вод та джерел, внутрішніх морських вод і територіального моря, земель несільськогосподарського призначення, а також збитки, завдані природно-заповідному фонду, які визначають згідно з [8], виходячи зі сценарію аварії;
- для об’єктів, що містять спеціальне обладнання, характерне для певного технологічного процесу виробництва, цінності у сховищах банку, унікальні музейні експонати, їхню вартість враховують під час визначення можливих матеріальних збитків згідно з [8], виходячи зі сценарію аварії;
- потребу у врахуванні вартості товару (контенту), що зберігається в складських будівлях, зерносховищах, резервуарах, визначає замовник на етапі підготування завдання на проєктування, виходячи з економічної доцільності – за співвідношенням ризиків матеріальних втрат від аварії, покриття або не покриття їх системою страхування та фінансового ресурсу, потрібного для забезпечення вищого рівня класу наслідків (відповідальності) об’єкта.

Для визначення рівня об’єктів будівництва інженерно-транспортної інфраструктури, об’єктів комунікації, зв’язку, енергетики та інженерних мереж (загальнодержавний, регіональний чи місцевий) доцільно використовувати показники містобудівної документації відповідно до Закону України «Про регулювання містобудівної діяльності» [5]. До лінійних об’єктів інженерно-транспортної інфраструктури, об’єктів комунікації, зв’язку, енергетики та інженерних мереж:

- загальнодержавного рівня потрібно відносити об’єкти, що будують відповідно до Генеральної схеми планування території України, перетинають територію чи забезпечують потребу у цих об’єктах не менше двох регіонів;
- регіонального рівня потрібно відносити об’єкти, що будують відповідно до схем планування територій та генеральних планів міст;
- місцевого рівня потрібно зараховувати об’єкти, що будують на території населених пунктів.

Для автомобільних доріг загального користування також потрібно враховувати класифікаційні положення Закону України «Про автомобільні дороги» [4].

Для визначення класу наслідків (відповідальності) за характеристикою «Припинення функціонування об’єктів інженерно-транспортної інфраструктури» потрібно користуватися Додатком А ДСТУ 8855:2019 [11].

Незалежно від класифікації за ознаками таблиці 6.3 потрібно встановлювати клас наслідків (відповідальності) не меншим ніж:

- СС3 – для об’єктів підвищеної небезпеки, ідентифікованих згідно з Законом України «Про об’єкти підвищеної небезпеки» [3];
- СС3 – для сховищ цивільного захисту (цивільної оборони) незалежно від місця розташування, місткості та класу захисту;
- СС3 – для об’єктів, що містять державну таємницю;
- СС3 – для будівель невиробничого призначення з умовною висотою понад 100 метрів;
- СС3 – для житлових будинків умовною висотою від 73,5 м до 100 м;
- СС3 – для пам’яток культурної спадщини, визначених згідно з [2];
- СС2 – для житлових будинків понад чотири поверхи;
- СС2 – для об’єктів, нове будівництво яких здійснюють в охоронній зоні пам’яток культурної спадщини.

Для вбудованих протирадіаційних укриттів цивільного захисту (цивільної оборони) клас наслідків (відповідальності) приймається таким, як для всієї будівлі або споруди. Для окремо розташованих протирадіаційних укриттів цивільного захисту (цивільної оборони) клас наслідків (відповідальності) визначається на загальних умовах.

Для об’єктів, які проектують в охоронній зоні пам’яток культурної спадщини, потрібно враховувати можливість їх впливу на такі пам’ятки згідно з ДСТУ Б.Б.2.2.-10. Розмір охоронної зони не повинен бути меншим від двох горизонтальних або вертикальних розмірів пам’ятки, та його приймають як більший з них.

7.3. Особливості щодо об’єктів будівництва невиробничого призначення

Для об’єктів будівництва невиробничого призначення кількість осіб, для яких враховується можлива небезпека, визначається таким чином:

- у житлових будинках – кількість осіб, що постійно перебувають на об’єкті (N_1), визначається нормою 21 квадратний метр загальної площі на власника (наймача) та кожного члена його сім’ї та додатково 10,5 квадратних метрів на сім’ю;

• у будинках із житлового фонду соціального призначення – кількість осіб, що постійно перебувають на об'єкті (N_1), відповідно до встановлених тимчасових мінімальних норм забезпечення соціальним житлом [9], визначається за нормою 22 квадратних метри загальної площі на сім'ю з двох осіб та додатково 9,3 квадратних метрів на кожного наступного члена сім'ї;

• у соціальних гуртожитках – кількість осіб, що постійно перебуває на об'єкті (N_1), відповідно до встановлених тимчасових мінімальних норм забезпечення соціальним житлом [9] визначається нормою 6 квадратних метрів житлової площі на кожного мешканця;

• у гуртожитках – кількість осіб, що постійно перебуває на об'єкті (N_1), відповідно п. 2.43 ДБН В.2.2-15 «Житлові будинки» [13] визначається нормою 8 квадратних метрів житлової площі на кожного мешканця;

• у гуртожитках для аспірантів – кількість осіб, що постійно перебуває на об'єкті (N_1), відповідно п. 2.43 ДБН В.2.2-15 «Житлові будинки» [18] визначається нормою 10 квадратних метрів житлової площі на кожного мешканця;

• у громадських будинках кількість постійно (N_1) і тимчасово перебуваючих (N_2) осіб визначається згідно з положеннями будівельних норм на відповідні типи будинків;

Для об'єктів, що забезпечують нормальні умови життєдіяльності людей, показник кількості, що перебувають зовні об'єкта N_3 , визначають як кількість осіб, що постійно та/або тимчасово перебувають у будівлях (будинках) та отримують відповідний ресурс та/чи транспортну доступність, зв'язок.

Під час підрахунку обсягу можливого збитку від руйнування чи пошкодження основних фондів для житлових будинків приймають, що коефіцієнт амортизаційних відрахувань $K_{a,i}$ дорівнює одному відсотку, а розрахунковий термін експлуатації дорівнює 100 рокам. Тоді розрахункова формула (7.1) змінюється наступним чином:

$$\Phi = 0.45 \times P\left(1 - \frac{1}{2}100 \times 0{,}01\right) = 0{,}225 \times P\,, \qquad (7.2)$$

7.4 Розрахунок класу наслідків (відповідальності) житлового будинку

В якості об'єкту будівництва розглянемо ***односекційний 16 поверховий 96 квартирний житловий будинок в м. Київ***

1. Приймаємо 6-квартирну секцію за формулою квартир поверху 1-1-2-2-3-3.

Передбачено точку підключення інженерних мереж через підвальне приміщення. Електричне живлення секції забезпечено підключенням до електрощитової, розташованій в підвальному поверсі, індивідуальний тепловий пункт розміщено також в підвальному поверсі.

Оцінка матеріальних збитків та соціальних втрат, пов'язаних із припиненням експлуатації або із втратою цілісності об'єкта, виконано побудовою сценарію можливої аварії згідно з ДБН В.1.2-14 [10] (п. 7.1). У цьому разі приймають імовірність настання таких подій:

- вихід з ладу та руйнування окремої несучої конструкції за рахунок її перевантаження понадпроєктними сполученнями навантажень і впливів;
- виникнення великих просадок ґрунтових основ унаслідок аварійного замочування;
- вплив можливого карстового провалу, зсувів ґрунту тощо;
- можливість відмови конструкцій під час виникнення пожежі;
- пошкодження будівельних конструкцій аварійними вибухами.

2. Визначаємо розрахункову кількість мешканців у залежності від площі квартири (за нормою 21 м^2 на людину плюс 10,5 м^2 на сім'ю, табл. 7.1).

Кількість людей, які постійно перебувають в будинку (N_1), дорівнює 194. Відповідно до таблиці 6.3 об'єкт будівництва відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС2.

Таблиця 7.1

Розрахункова кількість людей у будинку

Тип квартир	***Площа квартир, м^2***	***Кількість квартир на будинок***	***Загальна площа квартир на будинок, м^2***	***Коефіцієнт розселення на квартиру***	***Розселення на будинок, м^2***
1	*40,5 (30+10,5)*	*32*	*1296*	*1,43*	*46*
2	*52,5 (42+10,5)*	*32*	*1680*	*2*	*64*
3	*65,5 (55+10,5)*	*32*	*2096*	*2,62*	*84*
Всього		*96*	*5072*		*194*

3. Тимчасове перебування людей у житлових будинках не нормоване і в будь-якому випадку не перевищує 50% від кількості людей, які постійно перебувають у будинку, тобто N_2 становитиме 97 осіб.

За кількістю осіб, які періодично перебувають на об'єкті, житловий будинок відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС1.

4. Кількість осіб, які перебувають зовні об’єкта, N_3, складається з осіб, які постійно та тимчасово перебувають на об’єкті:

$$N_3 = 194 + 97 = 291 \text{ осіб}$$

.

За кількістю осіб, які перебувають зовні об’єкту, житловий будинок відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС2.

5. Згідно з розрахунком кількість квадратних метрів в будинку дорівнює – 5072.

Розрахункова вартість 1 м^2 приймається 24764 грн за м^2 площі квартири.

***Примітка**. У прикладі застосовується показник опосередкованої вартості спорудження житла у м. Києві відповідно до наказу Міністерства розвитку громад, територій та інфраструктури України від 27.07.2023 №647 «Про затвердження показників опосередкованої вартості спорудження житла за регіонами України (розрахованих станом на 01 липня 2023 року)». Показник вартості у розрахунку на 1 м^2 загальної площі враховує позаквартирні площі будинку, тому для розрахунку вартості будинку як місткість взята виключно загальна площа його квартир.*

Розрахункова вартість будинку становить:

$$5072 \times 24764 = 125603{,}006 \text{ тис. грн.}$$

Прогнозовані збитки визначаються за формулою (7.2):

$$Ф = 0{,}225P;$$

$$Ф = 0{,}225 \times 125603{,}006 = 28260{,}68 \text{ тис. грн.}$$

Обсяг можливого економічного збитку в мінімальних заробітних платах (м.р.з.п.) становить:

$$28260{,}68 / 6{,}7 = 4218{,}01 \text{ м.р.з.п.}$$

***Примітка**. Мінімальний розмір заробітної плати слід уточнювати на момент виконання розрахунку відповідно до Закону України «Про Державний бюджет України» [7]. Мінімальний розмір заробітної плати (м.р.з.п.) на час виконання розрахунку (2023 р.) становив 6700 грн.*

Відповідно до таблиці 6.3 житловий будинок відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС2.

6. Будинок не розташований в охоронній зоні об’єктів культурної спадщини і не є об’єктом культурної спадщини.

7. Відмова будинку не впливає на припинення роботи об’єктів інженерно-транспортної інфраструктури, об’єктів комунікації, зв’язку, енергетики та інженерних мереж загальнодержавного, регіонального чи місцевого рівнів.

Висновок: Відповідно до ДСТУ [11] клас наслідків (відповідальності) об’єкту будівництва встановлюється за найвищою характеристикою можливих наслідків, отриманих за результатами розрахунку.

Найвищою характеристикою 16-ти поверхового 96-ти квартирного житлового будинку є «Можлива небезпека для здоров’я і життя людей, які постійно перебувають на об’єкті». Відповідно таблиці 6.3 зазначений об’єкт відноситься до класу наслідків (відповідальності) **СС2.**

7.5 Визначення класу наслідків (відповідальності) громадських та невиробничих будівель

7.5.1. Продовольчий магазин з дворівневим підземним паркінгом

1. Визначаємо кількість осіб, які постійно перебувають на об’єкті N_1. Згідно з технологічними рішеннями та передбаченим режимом роботи магазину – 12-годинний режим – кількість співробітників магазину (продавці, обслуговуючий персонал) становить 35 осіб, персоналу обслуговування паркінгу – 4 особи.

Загальна площа магазину 1500 м^2, у тому числі торгівельних залів 800 м^2. Відповідно до ДБН В.2.2-23 «Підприємства торгівлі» [14] кількість покупців визначається із розрахунку 3 м^2 торгівельної площі (з урахуванням обладнання) на особу:

$$N_{1\ покупців} = 800/3 = 267 \text{ осіб.}$$

Отже, загальна кількість осіб, які постійно перебувають на об’єкті, становить:

$$N_1 = 53 + 4 + 267 = 306 \text{ осіб.}$$

За кількістю осіб, які постійно перебувають на об’єкті, продовольчий магазин з дворівневим підземним паркінгом відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС2.

2. Осіб, які періодично перебувають у магазині, не враховано, оскільки переважно це ті самі відвідувачі магазину та мешканці будинків.

Кількість осіб, які періодично перебувають у дворівневому паркінгу, дорівнює кількості машино-місць: $N_2 = 153$ особи.

За кількістю осіб, які періодично перебувають на об'єкті, продовольчий магазин з дворівневим підземним паркінгом відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС2.

3. Кількість осіб, які перебувають зовні продовольчого магазину з дворівневим підземним паркінгом, N_3 , визначаємо як кількість осіб, що постійно та періодично перебувають на об'єкті:

$$N_3 = 306+153 = 459 \text{ осіб.}$$

За кількістю осіб, які перебувають зовні об'єкту, продовольчий магазин з дворівневим підземним паркінгом відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС2.

4. Визначаємо обсяг можливого економічного збитку.

А. Продовольчий магазин загальною площею 1500 м^2.

За об'єктом-аналогом продовольчого магазину вартість 1м^2 загальної площі з урахуванням обладнання складає 24000 гривень.

Примітка. *При розрахунку вартості будівельного об'єкту можуть застосовуватися вартісні показники об'єкта-аналога.*

Розрахункова вартість магазину:

$$24000 \times 1500 = 36000 \text{ тис. грн.}$$

Прогнозовані збитки для будівлі магазину визначаються за формулою (7.2):

$$Ф = 0{,}225 \times 36000 = 8100 \text{ тис. грн.}$$

Б. Дворівневий підземний паркінг на 153 машино-місця.

Загальна площа дворівневого підземного паркінгу складає 5 000 м^2. За об'єктом-аналогом паркінгу вартість 1 м2 загальної площі складає 35000 гривень.

Розрахункова вартість паркінгу:

$$35000 \times 5000 = 175000 \text{ тис. грн.}$$

Прогнозовані збитки для дворівневого підземного паркінгу визначаються за формулою (7.3):

$$Ф = 0{,}225 \times 175000 = 39375 \text{ тис. грн.}$$

В. Сумарний показник прогнозованих збитків для продовольчого магазину з дворівневим підземним паркінгом складає:

$$Ф = 8100 + 39375 = 47475 \text{ тис. грн.}$$

Обсяг можливого економічного збитку у мінімальних заробітних платах складає:

$$47475/6,7 = 7085,82 \text{ м.р.з.п.}$$

Відповідно до таблиці 6.3 продовольчий магазин з дворівневим підземним паркінгом відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС2

5. Будівля не розташована в охоронній зоні об'єктів культурної спадщини і не є об'єктом культурної спадщини.

6. Відмова будинку не впливає на припинення роботи об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, об'єктів комунікації, зв'язку, енергетики та інженерних мереж загальнодержавного, регіонального чи місцевого рівнів.

Висновок. За всіма наведеними розрахунками характеристик можливих наслідків відмови відповідно до таблиці 6.3 продовольчий магазин з дворівневим підземним паркінгом відноситься до класу наслідків (відповідальності) **СС2**.

7.5.2. Критий спортивний зал з місцями для глядачів на 100 місць

1. Загальна характеристика споруди, що проектується: споруда критого універсального спортивного залу прямокутна в плані розмірами 30×48 м^2, висота до верху відмітки несучих конструкцій покриття 10 м, площа забудови 1440 м^2. Конструктивна схема: одноповерхова, однопролітна каркасна споруда з рамним сталевим каркасом та легкими огороджувальними стіновими конструкціями.

2. Відповідно до класифікації ДБН В.2.2-13-2003 «Спортивні і фізкультурно-оздоровчі споруди» [12] за функціональним призначенням та характером використання споруда відноситься до учбово-тренувальних.

3. Постійний обслуговуючий персонал становить 6 осіб. Кількість змін на добу – 3. Розрахункова кількість людей, що постійно перебувають на об'єкті, визначається, використовуючи нормативні значення пропускної здатності відповідно до таблиці 2.9 ДБН В.2.2-13-2003 [12]. Відповідні дані наведені нижче у табличному вигляді (табл. 7.2).

Таблиця 7.2

Розрахунок кількості людей у спортивному залі

Вид спорту, розрахункова одиниця	***Пропускна здатність, чол. / зміну***	
	при учбово-тренувальних зайняттях в залі	***при проведенні змагань, чол.***
баскетбол	*24*	*48*
волейбол	*24*	*48*
настільний теніс, на три столи	*4 (на кожен стіл)*	*8 (4 на кожен стіл)*
групові зайняття з загальної фізичної підготовки	*35*	–

Таким чином, враховуючи обслуговуючий персонал, кількість людей, що постійно перебувають на об’єкті, становить:

$$N_2 = 6 + 48 = 54 \text{ особи.}$$

За кількістю осіб, які постійно перебувають на об’єкті, спортивний зал відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС2

4. Визначаємо розрахункову кількість осіб, що періодично перебувають на об’єкті, по кількості місць для глядачів відповідно до завдання на проектування – N_2 = 100 осіб.

За кількістю осіб, які періодично перебувають на об’єкті, спортивний зал відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС1.

5. Кількість осіб, які перебувають зовні продовольчого магазину з дворівневим підземним паркінгом, N_3 , визначаємо як кількість осіб, що постійно та періодично перебувають на об’єкті:

$$N_3 = 54 + 100 = 154 \text{ особи.}$$

За кількістю осіб, які перебувають зовні об’єкта, спортивний зал відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС2

6. Збитки від руйнування та пошкодження основних фондів невиробничого призначення розраховуємо за формулою (7.1):

$$\Phi = c \times P\left(1 - \frac{1}{2} T_{ef} \times K_{a,i}\right),$$

де $c = 0{,}45$ – коефіцієнт, що враховує відносну долю основних фондів, що повністю втрачається при відмові;

$T_{ef} = 100$ *років* – встановлений термін експлуатації, прийнятий за табл. 6.4 розділу 6 даного конспекту лекцій;

$K_a = 0{,}01$ – коефіцієнт амортизаційних відрахувань;

P = 50 млн. грн – кошторисна вартість проекту-аналога, визначена з застосуванням порівняльного підходу оцінки майна.

Таким чином

$$Ф = 0{,}45 \times 50000 \times (1 - 50 \times 0{,}01) = 11250 \text{ тис. грн.}$$

Обсяг можливого економічного збитку у мінімальних заробітних платах складає:

$$11250/6{,}7 = 1679 \text{ м.р.з.п.}$$

Відповідно до таблиці 6.3 об’єкт відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС1.

7. Споруда не розташована в охоронній зоні об’єктів культурної спадщини і не є об’єктом культурної спадщини.

8. Відмова будинку не впливає на припинення роботи об’єктів інженерно-транспортної інфраструктури, об’єктів комунікації, зв’язку, енергетики та інженерних мереж загальнодержавного, регіонального чи місцевого рівнів

Висновок. Клас наслідків (відповідальності) об’єкту будівництва встановлюється за найвищою характеристикою можливих наслідків, отриманих за результатами розрахунків. Виходячи з того, що найвищою характеристикою для будівлі критого спортивного залу з місцями для глядачів для навчального закладу є «Можлива небезпека для здоров’я і життя людей, які постійно перебувають на об’єкті», зазначений об’єкт будівництва, відповідно до таблиці 6.3, відноситься до класу наслідків (відповідальності) **СС2**.

7.5.3. Склад логістичного центру

1. Загальна характеристика будівлі: складська будівля для зберігання поліграфічної продукції (книги) та канцелярських виробів прямокутна в плані загальною площею 1300 м^2. Конструктивна схема будівлі: двоповерхова (висота поверху 3 м), однопролітна, каркасна споруда зі змішаним каркасом (колони залізобетонні, покриття – сталеві ферми з легкими огороджувальними конструкціями покрівлі, огороджувальні

конструкції стін – сендвіч-панелі). Згідно з технічними умовами запроєктовано підключення будівлі складу до інженерних мереж населеного пункту.

2. Згідно з технологічними рішеннями режим роботи складу – 8 год – кількість співробітників становить 20 осіб:

$$N_1 = 20 \text{ осіб.}$$

За кількістю осіб, які постійно перебувають на об'єкті, склад логістичного центру відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС1.

3. Визначаємо кількість осіб, які періодично перебувають на об'єкті, N_2. Особи, які періодично можуть перебувати в будівлі складу, це експедитори (водії) тощо. Ураховуючи максимальну кількість відвантажень продукції за зміну, кількість осіб, які періодично перебувають у будівлі складу, становить:

$$N_2 = 20 \text{ осіб.}$$

За кількістю осіб, які періодично перебувають на об'єкті, склад логістичного центру відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС1.

4. Кількість осіб, які перебувають зовні об'єкта, N_3 складається з осіб, які постійно та тимчасово перебувають на об'єкті:

$$N_3 = 20 + 20 = 40 \text{ осіб.}$$

За критерієм «Можлива небезпека для здоров'я і життя людей, які перебувають зовні об'єкта», склад логістичного центру відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС1.

5. Для визначення обсягу можливого економічного збитку визначаємо орієнтовну вартість спорудження будівлі складу.

За об'єктом-аналогом будівлі складу вартість спорудження 1 м^2 загальної площі з урахуванням вартості обладнання становить 15000 грн.

Розрахункова вартість спорудження будівлі складу

$$15000 \times 1300 = 19500 \text{ тис. грн.}$$

Прогнозовані збитки для будівлі складу визначаємо за формулою (7.2):

$$Ф = 0{,}225 \times 19500 = 4387{,}5 \text{ тис. грн.}$$

Обсяг можливого економічного збитку у мінімальних заробітних платах складає:

$$4387,5/6,7 = 654,85 \text{ м.р.з.п.}$$

Враховуючи розмір можливого економічного збитку об'єкт відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС1.

6. Споруда не розташована в охоронній зоні об'єктів культурної спадщини і не є об'єктом культурної спадщини.

7. Відмова будинку не впливає на припинення роботи об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, об'єктів комунікації, зв'язку, енергетики та інженерних мереж загальнодержавного, регіонального чи місцевого рівнів.

Висновок. За всіма наведеними розрахунками характеристик можливих наслідків відмови відповідно до таблиці 6.3 будівля складу зараховується до складу наслідків (відповідальності) СС1.

7.6. Визначення класу наслідків (відповідальності) виробничих будівель та споруд

7.6.1. Сигаретний цех тютюнової фабрики

1. Загальна характеристика будівлі: сигаретний цех прямокутний в плані розмірами 24×144 м, поділений поперечним деформаційним швом на два відсіки довжиною 72 м. Висота до верху несучих конструкцій покриття 10,5 м, площа забудови 3456 м^2. Конструктивна схема будівлі: одноповерхова, однопролітна каркасна споруда зі змішаним каркасом (колони залізобетонні, покриття – сталеві ферми з легкими огороджувальними конструкціями покрівлі, огороджувальні конструкції стін – сандвіч-панелі).

2. Кількість робітників, що постійно працюють у цеху – N_1 = 25 осіб.

Кількість робітників, що періодично перебувають на об'єкті – N_2 = 10 осіб.

Кількість осіб, що знаходяться зовні об'єкта, приймається:

$$N_3 = 25 + 10 = 35 \text{ осіб.}$$

Враховуючи наведені показники, об'єкт відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС1.

3. Можливі економічні збитки підраховуються, виходячи із найбільш імовірного прогнозу аварії будівлі, наведеного у пояснювальній записці до проекту. Цей прогноз передбачає руйнування покриття одного із

температурних блоків під впливом надмірного постійного і снігового навантажень. Внаслідок аварії може відбутися пошкодження технологічного обладнання і зупинка роботи цеху на термін $T_{зуп}$ = 20 діб. Після виконання необхідних ремонтних робіт функціонування сигаретного цеху відновляється в повному обсязі.

4. Збитки від руйнування та пошкодження основних фондів виробничого призначення розраховуються за формулою (7.1):

$$Ф = ac \times P\left(1 - \frac{1}{2}T_{ef} \times K_{a,i}\right),$$

де a= 0,5 – коефіцієнт, що враховує прогноз відмови, згідно з яким може зруйнуватися один температурний блок - половина будівлі;

$c = 0{,}45$ – коефіцієнт, що враховує відносну долю основних фондів, що повністю втрачається при відмові;

$T_{ef} = 60$ років – встановлений термін експлуатації для виробничих будівель;

$K_a = 0{,}01$ – коефіцієнт амортизаційних відрахувань;

$P_i =$ 200 млн. грн. – кошторисна вартість проекту-аналога.

Таким чином,

$$Ф = 0{,}5 \times 0{,}45 \times 200000 \times (1 - 0{,}5 \times 60 \times 0{,}01) = 31500 \; тис.гр. =$$
$$= 31500 / 6{,}7 = 4701{,}5 \, м.р.з.п.$$

5. Сигаретний цех випускає щодоби продукцію, що оцінюється за середньооптовими цінами в розмірі C = 3,0 млн. грн. Отже, збитки від втрат готової продукції в результаті зупинки цеху визначаються як:

$$П_Р = C \cdot T_{зуп} = 3{,}0 \cdot 20 = 60000 \text{ тис. грн} = 60000/6{,}7 = 8955{,}22 \text{ м.р.з.п.}$$

6. Загальні збитки від відмови споруди визначаються як:

$$М_Р = Ф + П_Р = 4701{,}5 + 8955{,}22 = 13656{,}7 \text{ м.р.з.п.}$$

Враховуючи розміри економічних збитків, згідно з табл. 6.3, будівля сигаретного цеху відноситься до класу наслідків (відповідальності) **СС2**.

7. Споруда не розташована в охоронній зоні об’єктів культурної спадщини і не є об’єктом культурної спадщини.

8. Відмова будинку не впливає на припинення роботи об’єктів інженерно-транспортної інфраструктури, об’єктів комунікації, зв’язку,

енергетики та інженерних мереж загальнодержавного, регіонального чи місцевого рівнів.

Висновок. Враховуючи положення ДСТУ, згідно із яким споруді в цілому присвоюється найвищий з одержаних клас, будівля сигаретного цеху тютюнової фабрики відноситься до класу наслідків (відповідальності) **СС2.**

7.6.2. Окремо розташований резервуар

1. Циліндричний резервуар для дизельного пального має ємність 5000 м^3 і не є частиною резервуарного парку. Резервуар розташований у Вінницькій області поблизу сільськогосподарських угідь (пасовище).

2. Постійний обслуговуючий персонал складають три особи, крім того на майданчику періодично можуть перебувати до 10 осіб. Поблизу об'єкта не передбачається перебування сторонніх осіб, та відсутні будь які чинники, що можуть привести до появи людей поблизу майданчика.

3. Відмова резервуара може привести до таких негативних наслідків:

- збитки від руйнування самого резервуару (втрата основних фондів);
- збитки від втрати запасів нафтопродукту, що знаходиться у резервуарі;
- збитки від екологічних наслідків розливу нафтопродуктів.

Всі ці збитки оцінюються за «Методикою оцінки збитків від наслідків надзвичайних ситуацій техногенного і природного характеру», що затверджена Постановою Кабінету Міністрів України 15.02.2002 № 175 (далі – Методика) [8].

5. Збитки від руйнування та пошкодження основних фондів невиробничого призначення розраховуються за формулою (7.1):

$$\Phi = c \times P\left(1 - \frac{1}{2} T_{ef} \times K_{a,i}\right).$$

У випадку, що розглядається:

- коефіцієнт, що враховує відносну долю основних фондів, що повністю втрачаються c = 0,45;
- встановлений термін експлуатації T_{ef} = 40 років;
- коефіцієнт амортизаційних відрахувань K_a = 0,02;
- кошторисна вартість резервуара за даними проекту-аналога ставить P_i = 45 млн. гр.;

Тоді маємо

$$\Phi = 0{,}45 \times 45000 \times (1 - 20 \times 0{,}02) = 12150\ тис.грн = 12150/6{,}7 = 1813{,}43\ м.р.з.п.$$

5. Збитки від запасів нафтопродукту, що знаходиться у резервуарі при ціні дизельного пального 55 грн/л = 55000 грн/м^3 дорівнюють 55000×5000 = 275000 тис. грн. Це складає 275000 / 6,7 = 41044,78 м.р.з.п.

6. Збитки від порушення сільськогосподарських угідь згідно з методикою розраховуються на базі нормативних показників збитків для різних видів сільськогосподарських угідь по областях за формулою:

$$Р_{с/г} = Н \times П,$$

де $Н$ – норматив збитків для різних видів сільськогосподарських угідь по областях (таблиця 3 Методики [8]);

$П$ – площа у гектарах сільськогосподарських угідь відповідного виду, які вилучаються з користування.

7. За таблицею 3 Методики [8] для пасовищ, розташованих у Вінницькій області $Н$ = 228,3 тис. грн /гектар.

Розлив дизельного палива підрахуємо, виходячи з товщини рідини у зоні розливу, яку можна умовно прийняти такою, що дорівнює 1 см. Тоді

$$П = 5000 / 0,01 = 500000 \text{ м}^2 = 50 \text{ га}.$$

Збитки дорівнюють

$$Р_{с/г} = 228,3 \times 50 = 11415 \text{ (тис. грн)} = 11415 / 6,7 = 1703,73 \text{ м.р.з.п.}$$

8. Загальні збитки складають

$$З = 1813,43 + 41044,78 + 1703,73 = 44561,94 \text{ м.р.з.п.}$$

Висновок: За критерієм «Обсяг можливого економічного збитку» резервуар необхідно віднести до класу наслідків (відповідальності) **СС2.**

5.6.3. Вітрова електрична станція (ВЕС)

1. ВЕС потужністю 4 МВт (дві вітрові електричні установки ВЕУ UNISON U88 та UNISON U93 потужністю по 2 МВт) розташована у Херсонській області.

2. Вітрові електричні станції не належать до потенційно небезпечних об’єктів, відповідно до Закону України «Про об'єкти підвищеної небезпеки» [3], виходячи з наступного:

- ВЕС не належить до об'єктів, на яких використовуються, виготовляються, переробляються, зберігаються або транспортуються небезпечні речовини;

- ВЕС не належить до об'єктів, які є реальною загрозою виникнення надзвичайної ситуації техногенного та природного характеру;

Постійний обслуговуючий персонал (N_1) складає 3 особи, крім того на майданчику періодично може перебувати (N_2) до 10 осіб.

За критеріями «Можлива небезпека для здоров'я і життя людей, які постійно перебувають на об'єкті» та «Можлива небезпека для життєдіяльності людей, які періодично перебувають на об'єкті» споруда вітрової електричної станції відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС1.

3. ВЕС є об'єктом життєзабезпечення невеликого населеного пункту населенням 800 осіб. При підрахунку кількості осіб, які перебувають зовні об'єкта, необхідно враховувати загальну кількість споживачів електроенергії, для яких припинення функціонування ВЕС може спричинити порушення умов життєдіяльності. За критерієм «Можлива небезпека для осіб, які перебувають зовні об'єкта» ВЕС відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС2.

4. Збитки від руйнування та пошкодження основних фондів виробничого призначення розраховуються за формулою (7.1):

$$\Phi = c \times P\left(1 - \frac{1}{2} T_{ef} \times K_{a,i}\right),$$

де c = 0,45 – коефіцієнт, що враховує відносну долю вартості об'єкту, що повністю втрачається під час аварії;

T_{ef} = 20 років –значення розрахункового строку експлуатації ВЕУ ;

K_a = 0,05 – коефіцієнт амортизаційних відрахувань;

P_i = 70000 тис. грн – вартість будівництва однієї ВЕУ.

Таким чином,

$$\Phi = 0{,}45 \times (2 \times 70000) \times (1 - 0{,}5 \times 20 \times 0{,}05) = 31500 \text{ тис. грн.}$$

Обсяг можливого економічного збитку у мінімальних заробітних платах складає:

$$31500/6{,}7 = 4701 \text{ м.р.з.п.}$$

Враховуючи обсяг можливого економічного збитку споруда вітрової електричної станції відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС2.

5. Об'єкт не розташований в охоронній зоні об'єктів культурної спадщини і не є об'єктом культурної спадщини.

6. Об'єкт приєднано до власної електричної мережі напругою 35 кВ, і тому не впливає на припинення функціонування об'єктів транспорту, зв'язку, енергетики загальнодержавного та регіонального рівнів.

Внутрішня електрична мережа не призначена для забезпечення сумісної роботи ВЕУ, тому наслідки відмови внутрішньої мережі окремо не розглядаються.

Висновок. Відповідно до ДСТУ клас наслідків (відповідальності) об'єкту будівництва встановлюється за найвищою характеристикою можливих наслідків, отриманих за результатами розрахунків. За критеріями таблиці 6.3 «Можлива небезпека для осіб, які перебувають зовні об'єкта» та «Обсяг можливого економічного збитку» вітрова електрична станція відноситься до класу наслідків (відповідальності) **СС2**.

Література

1. Закон України «Про архітектурну діяльність»
2. Закон України «Про охорону культурної спадщини».
3. Закон України «Про об'єкти підвищеної небезпеки»
4. Закон України «Про автомобільні дороги»
5. Закон України «Про регулювання містобудівної діяльності»
6. Закон України «Про оцінку впливу на довкілля»
7. Закон України «Про державний бюджет»
8. Постанова Кабінету Міністрів України від 15 лютого 2002 р. № 175 «Про затвердження Методики оцінки збитків від наслідків надзвичайних ситуацій техногенного і природного характеру»
9. Постанова Кабінету Міністрів України від 19.03.2008 № 219 «Про встановлення тимчасових мінімальних норм забезпечення соціальним житлом»
10. ДБН В.1.2-14-2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – К.: Мінрегіон, 2018. – 30 с.
11. ДСТУ 8855:2019. Визначення класу наслідків (відповідальності). – К.: ДП «УкрНДНЦ», 2019. – 13 с.
12. ДБН В.2.2-13-2003. Спортивні і фізкультурно-оздоровчі споруди / Держбуд України. – К.: Укрархбудінформ, 2004. – 122 с.
13. ДБН В.2.2-15-2005. Житлові будинки. Основні положення. – К.: Держбуд України, 2005. – 45 с.
14. ДБН В.2.2-23-2009. Підприємства торгівлі. – К.: Мінрегіонбуд, 2009. – 76 с.
15. ДБН Д.1.1-1-2000 «Правила визначення вартості будівництва». – К.: Держбуд України, 2000.

Контрольні питання

1. Як прогнозується сценарій аварії споруди?

2. Як враховуються збитки від можливого руйнування будівельного об’єкта?

3. Які особливості приймаються до відому при врахуванні збитків для житлових будинків?

4. Як виконується розрахунок збитків для виробничих об’єктів?

5. Як оцінюється клас наслідків (відповідальності) СС будівельного об’єкту?

ЛЕКЦІЯ 8. НАВАНТАЖЕННЯ: КЛАСИФІКАЦІЯ, СПОЛУЧЕННЯ

8.1. Класифікація навантажень
8.2. Навантаження різної тривалості
8.3. Розрахункові значення навантажень і впливів
8.4. Ймовірнісний опис навантажень
8.5. Застосування розрахункових значень навантажень
8.6. Нормування сполучення навантажень і впливів
8.7. Аварійне сполучення впливів
8.8. Імовірнісне дослідження сполучення навантажень

8.1. Класифікація навантажень

Спочатку розшифруємо терміни «впливи» і «навантаження».

Вплив – це будь-яка причина, в результаті якої в конструкції змінюються внутрішні напруження, деформації або інші параметри стану (п.3.10 [1]).

Навантаження – це вплив, під яким розуміють як безпосередньо силові впливи, так і впливи від зміщення опор, зміни температури, усадки та інших подібних явищ, що викликають реактивні сили (п.3.26 [1]).

Подалі будемо використовувати об’єднаний термін – навантаження.

Залежно від ***причини виникнення*** навантаження поділяються на **(**п.п. 6.5.3…6.5.5 [1]):

- *основні*, які є неминучими наслідками природних явищ або людської діяльності;

- *епізодичні,* які реалізується надзвичайно рідко (один чи декілька разів протягом терміну експлуатації споруди) і тривалість дії яких незрівнянно мала порівняно з терміном експлуатації T_{ef}. До епізодичних відносяться також *аварійні* навантаження і впливи, які є небажаними результатами людської діяльності (наслідками грубих помилок), або результатами несприятливого збігу обставин (до аварійних можуть бути віднесені і дуже рідкісні впливи природного походження такі, як навантаження від смерчів, цунамі тощо).

Залежно від ***часової мінливості*** впливи поділяються на:

- *постійні*, які діють під час усього терміну експлуатації об'єкта і значення яких неістотно змінюються у часі;

- *змінні*, для яких не можна нехтувати зміною значень у часі відносно середнього.

Залежно від ***характерної тривалості безперервної дії*** на конструкції T_d змінні навантаження поділяються на:

- *тривалі,* тривалість дії яких T_d може наближатися до встановленого терміну експлуатації T_{ef} будівельного об'єкта;

- *короткочасні,* які реалізується багато разів протягом терміну експлуатації споруди і для яких тривалість дії значно менша за T_{ef} ($T_d << T_{ef}$) і які в свою чергу можуть поділятися на повторні та епізодичні.

Залежно від ***способу прикладення навантажень*** у просторі вони можуть бути:

- *фіксованими*, які можуть діяти тільки на цілком визначені місця конструкції;

- *вільними*, які можуть довільно розподілятися по конструкції у деяких заданих межах.

Урахування вільних навантажень може бути зведене до розгляду низки комплексів фіксованих навантажень, одержаних шляхом фіксації можливого розподілу вільних навантажень у просторі.

Навантаження залежно від ***реакції конструкції*** поділяються на:

- *статичні,* які не викликають значних прискорень конструкції, що дозволяє нехтувати інерційними силами;

- *динамічні,* які викликають такі прискорення, що інерційними силами нехтувати не можна.

Належність навантажень до класу статичних або динамічних залежить від співвідношення властивостей цих навантажень та властивостей конструкцій, які їх сприймають. Параметри конструкцій, за яких навантаження або впливи починають створювати динамічний ефект (наприклад, граничне значення періоду власних коливань), повинні встановлюватися у нормах проектування.

Навантаження може бути представлене сумою двох складових статичної і динамічної. Для спрощення розрахунку у деяких випадках, зазначених у нормах проектування, динамічний вплив можна розглядати як статичний, а динамічний ефект, залежний від реакції конструкції, враховувати шляхом відповідного збільшення навантаження або множенням результатів статичного розрахунку на коефіцієнт динамічності.

Наведена класифікація навантажень вміщена у базовому нормативному документі ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ» [1], на якому основані ДБН В.1.2-2: 2006 «Навантаження і впливи» [2], діючі на момент підготовки даного конспекту лекцій. Пізніше вийшли ДБН В.1.2-14-2018 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд» [3], де загальна класифікація навантажень дещо змінена, але вона ще не увійшла у норми навантажень.

8.2. Навантаження різної тривалості

До ***постійних навантажень*** слід відносити (п. 4.11 [2]):

а) вагу частин споруд, у тому числі вагу несучих та огороджувальних конструкцій;

б) вагу та тиск ґрунтів (насипів та засипок), гірничий тиск.

Зусилля від попереднього напруження, що зберігаються у конструкції чи у основі, слід враховувати як зусилля від постійних навантажень

До ***змінних тривалих навантажень*** слід відносити (п. 4.12 [2]):

а) вагу тимчасових перегородок, підливок та підбетонок під обладнання;

б) вагу стаціонарного обладнання: верстатів, апаратів, моторів, ємностей, трубопроводів з арматурою, опорними частинами та ізоляцією, стрічкових конвеєрів, постійних підйомних машин з їхніми канатами та направляючими, а також вагу рідких та твердих речовин, що заповнюють обладнання;

в) тиск газів, рідин та сипучих тіл в ємностях та трубопроводах, надлишковий тиск та розрядження повітря, що виникають при вентиляції шахт;

г) навантаження на перекриття від матеріалів, що складуються, та стелажного обладнання у складських приміщеннях, холодильниках, зерносховищах, книгосховищах, архівах та подібних приміщеннях;

д) температурні технологічні впливи від стаціонарного обладнання;

е) вагу шару води на водонаповнених плоских покриттях;

ж) вагу відкладень промислового пилу, якщо її накопичення не виключено відповідними заходами;

з) навантаження від людей і худоби, обладнання на перекриттях житлових, громадських та сільськогосподарських будівель з квазіпостійними розрахунковими значеннями;

и) вертикальні навантаження від мостових та підвісних кранів з квазіпостійними розрахунковими значеннями;

к) снігові навантаження з квазіпостійними розрахунковими значеннями;

л) температурні кліматичні навантаження з квазіпостійними розрахунковими значеннями;

м) впливи, що обумовлені деформаціями основи, які не супроводжуються докорінною зміною структури грунту;

н) впливи, що обумовлені зміною вологості, компонентів агресивного середовища, усадкою і повзучістю матеріалів.

До ***змінних короткочасних навантажень*** слід відносити (п. 4.13 [2]):

а) навантаження від устаткування, що виникають у пускозупинному, перехідному та випробувальному режимах, а також під час його перестановки чи заміни з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;

б) вагу людей, ремонтних матеріалів у зонах обслуговування та ремонту устаткування з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;

в) навантаження від людей, худоби, устаткування на перекриттях житлових, громадських та сільськогосподарських будівель з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями, крім навантажень зазначених *а, б, в, г* у попередньому пункті;

г) навантаження від рухомого підйомно-транспортного устаткування (навантажувачів, електрокарів, кранів-штабелерів, тельферів, а також від мостових та підвісних кранів з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;

д) снігові навантаження з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;

е) температурні кліматичні впливи з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;

ж) вітрові навантаження з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;

з) ожеледні навантаження з граничними чи експлуатаційними.

До ***епізодичних навантажень*** належать (п. 4.14 [2]):

а) сейсмічні навантаження;

б) вибухові впливи;

в) навантаження, викликані різкими порушеннями технологічного процесу, тимчасовою несправністю чи руйнуванням обладнання;

г) впливи, що обумовлені деформаціями основи, які супроводжуються докорінною зміною структури грунту (при замочуванні просадкових ґрунтів) або його осіданням у районах гірничих виробок і в карстових районах.

Механічні впливи, що враховуються в розрахунку безпосередньо, розглядаються як сукупність сил, прикладених до конструкції (навантаження), або як вимушені переміщення і деформації елементів конструкції. Інші впливи немеханічної природи (наприклад, впливи агресивного середовища), як правило, враховуються в розрахунку опосередковано.

8.3. Розрахункові значення навантажень і впливів (п.п. 7.2.1…7.2.9 [1]).

1. Види розрахункових значень навантажень. Норми проектування ДБН [2] вперше встановили кілька значень вантажень.

Характеристичне значення **–** основне (базове) значення навантаження, встановлене в нормах проектування.

Для кожного з основних навантажень і впливів встановлено два головних розрахункових значення – ***експлуатаційне і граничне***, а для кожного аварійного впливу одне граничне розрахункове значення.

Окрім головних розрахункових значень, для основних впливів можуть бути встановлені також додаткові схематизовані розрахункові значення, пов'язані з ідеалізованою моделлю їх залежності від часу і призначені для врахування спеціальних ефектів (повзучості, усадки, втрат попереднього напруження, втомлюваності тощо) – ***циклічне і квазіпостійне.***

1. ***Експлуатаційне розрахункове значення*** **–** значення навантаження, що характеризує умови *нормальної експлуатації* конструкції. Як правило, експлуатаційне розрахункове значення використовується для перевірки граничних станів другої групи, пов'язаних із труднощами нормальної експлуатації (виникнення недопустимих переміщень конструкції, недопустима вібрація та недопустимо велике розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях тощо).

2. ***Граничне розрахункове значення*** **–** значення навантаження, що відповідає *екстремальній ситуації*, яка може виникнути не більше одного разу протягом терміну експлуатації конструкції, та використовується, як правило, для перевірки граничних станів першої групи, вихід за межі яких еквівалентний повній втраті працездатності конструкції.

3. ***Циклічне розрахункове значення*** **–** значення навантаження, яке використовується для розрахунків конструкцій на *витривалість* і визначається як гармонійний процес, еквівалентний за результуючою дією реальному випадковому процесу змінного навантаження.

4. ***Квазіпостійне розрахункове значення*** **–** значення навантаження, яке використовується для врахування *реологічних процесів*, що відбуваються під дією змінних навантажень, і визначається як рівень постійного впливу, еквівалентного за результуючою дією до фактичного випадкового процесу навантаження.

2. Розрахункові значення постійних навантажень. *Експлуатаційні розрахункові значення* постійних навантажень G_{de} приймаються такими, що дорівнюють їх номінальним величинам, встановленим із урахуванням геометричних та інших характеристик, вказаних у проектній документації,

а для конструкцій, які експлуатуються, – які дорівнюють їх середнім величинам, визначеним при проведенні натурних обстежень.

Граничне розрахункове значення постійного навантаження G_{dm} встановлюється таким, щоб воно з заданою ймовірністю P_G не могло бути перевищене. Допускається виходити з умови, що ймовірність перевищення граничного розрахункового значення в сто разів менша за ймовірність перевищення експлуатаційного розрахункового значення.

3. Розрахункові значення змінного навантаження. *Експлуатаційне розрахункове значення* змінного навантаження Q_{de} встановлюється таким, щоб можлива дія навантаження більшої інтенсивності в середньому не перевищувала за даного значення (наприклад, 2 %). Частка часу η встановлюється з умов ефективного використання конструкції за функціональним призначенням.

Для епізодичних змінних впливів експлуатаційне розрахункове значення Q_{de} не нормується.

Граничне розрахункове значення змінного навантаження Q_{dm} визначається з умови його неперевищення протягом заданого часу T з заданою імовірностю P_Q.

Як правило, в якості T вибирається встановлений термін експлуатації T_{ef}, а ймовірність P_Q приймається такою, щоб величина Q_{dm} могла перевищуватися в середньому не частіше одного разу протягом терміну T_{ef}.

Як правило, в нормах навантажень і впливів повинна наводитися залежність Q_{dm} від періоду повторюваності T.

4. Схематизовані розрахункові значення навантажень. Ці значення Q_{di} встановлюються залежно від тих властивостей реального процесу навантаження, які є визначальними для явища, що розглядається, і яке може призвести до відмови конструкції.

Для врахування тривалих реологічних процесів (усадка, повзучість) встановлюється схематизоване *квазіпостійне* розрахункове значення $Q_{di}(t) = Q_{di}$, а для врахування явища втомлюваності схематизоване *циклічне* розрахункове значення у вигляді гармонічного закону з характерною частотою ω_{di} .

Величина Q_{di} визначається з умови еквівалентності результатів розрахунку на дію реального процесу навантаження $Q_d\ (t)$ і на дію навантаження з ідеалізованою залежністю від часу.

У необхідних випадках схематизоване циклічне значення може розглядатися як одна із складових сумарного навантаження (наприклад, пульсаційна складова вітрового навантаження).

5. Розрахункове значення аварійного навантаження. Граничне значення цього навантаження U_{dm} встановлюється аналогічно Q_{dm}; за необхідності з іншою ймовірністю неперевищення P_U (T_{ef}) встановленого терміну експлуатації. Поряд зі значенням U_{dm} в нормах навантажень і

впливів встановлюється середня періодичність появи такого навантаження або імовірність його реалізації протягом терміну T_{ef}.

8.4. Ймовірнісний опис навантажень

Для ймовірнісного опису процесу навантаження змінним впливом можуть використовуватися математичні моделі випадкового поля, диференційованого, марківського чи імпульсного випадкового процесу, послідовності перевантажень, послідовності максимальних значень за характерні інтервали часу, а також інші моделі, які адекватно відображають реальний процес навантаження.

При нормуванні постійних навантажень і впливів використовуються математичні моделі випадкової величини або випадкового поля, яке відображає просторову мінливість навантаження.

Конкретна ймовірнісна модель для нормування кожного впливу вибирається з урахуванням фізичної природи, характеру і конкретних особливостей процесу навантаження, характеру і обсягу наявної статистичної інформації, трудомісткості процедури нормування і точності оцінювання розрахункових значень навантажень.

При визначенні розрахункових значень навантажень і впливів на конструкції, які експлуатуються, враховуються встановлені в результаті натурних обстежень фактичні значення необхідних параметрів, результати метеорологічних спостережень для конкретного району будівництва, а також дані щодо навантажень і впливів на конструкцію, яка розглядається, одержані в результаті експериментально-статистичних досліджень.

8.5. Застосування розрахункових значень навантажень

(п.п. 7.2.10 –7.2.11 [1])

Варіанти застосування. Прийнята в даних нормах класифікація навантажень відповідає їх фізичній природі та забезпечує можливість розрахунку будівельних конструкцій різних видів з урахуванням усіх необхідних розрахункових ситуацій та граничних станів, а саме:

а) перевірку міцності, стійкості та інших критеріїв несучої здатності при одноразовому навантаженні в екстремальних умовах експлуатації (аварійна розрахункова ситуація або стабільна чи перехідна розрахункова ситуація, що може реалізуватися обмежене число разів за строк служби);

б) перевірку жорсткості та тріщиностійкості в режимі нормальної експлуатації (стабільна розрахункова ситуація);

в) перевірку витривалості при повторних навантаженнях (стабільна розрахункова ситуація);

г) урахування повзучості матеріалів та інших реологічних процесів при дії постійних і довготривалих навантажень (стабільна розрахункова ситуація).

Перелічені вище види навантажень і розрахункових значень слід застосовувати у відповідності із табл. 8.1. Буквами вказано перелічені тут типи розрахунків, для виконання яких використовуються ті чи інші види розрахункових значень.

Таблиця 8.1

Використання видів навантажень за типом розрахунку

Розрахункове значення	***Види навантажень***			
	Основні			***Епізодичні***
	Постійні	***Змінні***		
		Тривалі	***Короткочасні***	
Експлуатаційне	*б, г*	*б*	*б*	
Граничне	*а*	*а*	*а*	*а*
Циклічне		*в*		
Квазіпостійне		*г*		

Граничні стани першої групи. При перевірці граничних станів першої групи враховуються граничні розрахункові значення G_{dm} постійних впливів, граничні розрахункові значення $Q_{dm}(T_{ef})$ змінних і аварійних впливів, що відповідають встановленому терміну експлуатації споруди T_{ef}, а також схематизовані циклічні розрахункові значення Q_{dc}, якщо вони є складовими змінних впливів, що розглядаються.

Граничні стани другої групи. Навантаження для перевірки граничних станів другої групи встановлюються залежно від призначення та експлуатаційних вимог до конструкції, яка розглядається:

- якщо вихід за граничний стан другої групи може бути допущений один раз за T_e років, то використовуються експлуатаційні розрахункові значення Q_{de} постійних навантажень, а також граничні розрахункові значення $Q_{dm}(T)$ тривалих та короткочасних змінних основних навантажень, що відповідають періоду повторюваності T;

- якщо в процесі експлуатації конструкції вихід за граничний стан другої групи може бути допущений протягом визначеної частки встановленого терміну експлуатації конструкції T_{ef}, то для розрахунку використовуються експлуатаційні розрахункові значення Q_{de} постійних навантажень, а також експлуатаційні розрахункові значення $Q_{de}(\eta)$ змінних основних навантажень, що відповідають цій частці η.

Характер перевірки, а також значення T і η встановлюються нормами проектування конструкцій з урахуванням призначення, особливостей роботи, умов експлуатації та експлуатаційних вимог до конструкцій. Так, наприклад, періодичність перевищення норми жорсткості T_n може дорівнювати міжремонтному періоду або іншому відрізку часу, характерному для режиму експлуатації даної конструкції. Частка

встановленого строку служби η може призначатися, виходячи із необхідного коефіцієнта готовності або інших експлуатаційних параметрів.

8.6. Нормування сполучення навантажень і впливів

(п.п. 7.3…7.3.5 [1], п.п. 4.15…4.20 [2])

Формування сполучень навантажень. Сполучення навантажень і впливів формується як набір їх розрахункових значень або відповідних їм зусиль і/або переміщень, які одночасно впливають на об'єкт розрахунку і використовуються для перевірки конструкції за умовами визначеного граничного стану в певній розрахунковій ситуації. До сполучення включаються навантаження, які фізично можуть діяти одночасно і найбільш несприятливо впливають на конструкцію з точки зору граничного стану, що розглядається. Впливи, які взаємно виключають один одного, не можуть входити до одного сполучення.

У розрахунках конструкцій можуть бути використані сполучення навантажень двох типів:

- ***основні,*** що використовуються для перевірки надійності в усталених і в перехідних розрахункових ситуаціях;
- ***аварійні***, що використовуються для перевірки надійності в аварійних розрахункових ситуаціях.

Для перевірки граничних станів першої групи використовують основні сполучення постійних навантажень з граничними розрахунковими значеннями, граничні розрахункові, циклічні або квазіпостійні значення змінних навантажень.

Для перевірки граничних станів другої групи основні сполучення постійних навантажень з експлуатаційними розрахунковими значеннями, а також експлуатаційні розрахункові, циклічні або квазіпостійні значення змінних навантажень.

Методика врахування сполучень розрахункових значень повторних змінних навантажень або розрахункових значень схематизованих циклічних навантажень повинна забезпечувати можливість визначення величини сумарного навантажувального ефекту, а також частоти, періодичності чи ймовірності його реалізації.

Коефіцієнти сполучення навантажень. Знижена ймовірність одночасної дії декількох випадкових навантажень, як правило, враховується множенням суми навантажувальних ефектів від дії розрахункових значень усіх навантажень на загальний коефіцієнт сполучення $\psi \leq 1$. Допускається також використовувати роздільні коефіцієнти сполучення для окремих видів і груп навантажень та їх сполучень (наприклад, коефіцієнти сполучення складових сумарного

кранового навантаження або коефіцієнти сполучення складових сумарного постійного навантаження).

Для основних сполучень, що включають постійні та не менш ніж два змінні навантаження, останні приймаються з коефіцієнтом сполучень ψ_1 = 0,95 для тривалих навантажень і ψ_2 = 0,90 для короткочасних навантажень.

Для аварійних сполучень, що включають постійні та не менш ніж два змінні навантаження, останні приймаються з коефіцієнтом сполучень ψ_1 = 0,95 для тривалих навантажень і ψ_2 = 0,80 для короткочасних навантажень. Саме аварійне навантаження приймається з коефіцієнтом сполучень $\psi_1 = 1{,}00$.

Примітка. *В основних сполученнях при врахуванні трьох та більше короткочасних навантажень, їхні розрахункові значення допускається множити на коефіцієнт сполучення ψ_2, який приймається для першого (за ступенем впливу) короткочасного навантаження – 1,0, для другого – 0,8, для решти – 0,6.*

При виборі найневигідніших сполучень навантажень і впливів за одне тимчасове навантаження слід приймати:

а) навантаження від одного джерела (тиск чи розрядження у мцісткості, компоненти снігового, вітрового чи ожеледного навантаження, навантаження від одного навантажувача, одного крану тощо);

б) навантаження від декількох джерел, якщо їх сумісна дія врахована у значенні навантаження (навантаження на перекриття, визначене з урахуванням коефіцієнтів ψ_d чи ψ_n; навантаження від декількох кранів з урахуванням коєфіцієнту ψ; ожеледно-вітрове навантаження, визначене згідно розділом 10 [2]).

8.7. Аварійне сполучення впливів

До аварійного сполучення, крім основних впливів, може входити лише одне аварійне навантаження. При цьому навантажувальний ефект від найбільш небезпечного в даній розрахунковій ситуації аварійного навантаження додається (можливо, з урахуванням відповідного коефіцієнта сполучення) до сумарного навантажувального ефекту від дії основних навантажень, що враховуються, визначених із урахуванням їх коефіцієнтів сполучення

Перевірка аварійної розрахункової ситуації за необхідності може виконуватися на дію основного сполучення навантажень, але з урахуванням спрацювання або послаблення конструкції внаслідок дії аварійного впливу (наприклад, зменшення несучої здатності конструкції внаслідок дії вогню при пожежі або виходу з ладу деяких елементів при вибуху).

Розгляд аварійних ситуацій потребує роз’яснення нових понять, що введені в нормативний документ [1]. Таким поняттям є ***проектні аварії (ПА),*** для яких проектом повинно бути передбачено спеціальні засоби активного управління і захисту. Їх перелік і основні параметри (пожежне навантаження, сила вибуху, рівень затоплення при повені тощо) визначаються спеціальними нормами на підставі зіставлення можливих соціальних втрат і матеріальних збитків із необхідними для їх запобігання засобами.

Окрім параметрів ПА, для конкретного об'єкта встановлюються параметри ***максимально можливої катастрофи (ММК)*** об’єкта природного і (або) техногенного характеру. Методи визначення ММК та її параметрів також встановлюються спеціальними нормами.

Допускається приймати параметри ММК, виходячи з імовірності їх виникнення у 100 разів меншої ніж прийнята ймовірність виникнення ПА.

При розробленні спеціальних норм і визначенні параметрів ПА і ММК розглядаються явища, які можуть бути викликані наступними вихідними подіями:

- катастрофічними перевищеннями інтенсивності природних впливів рівня, встановленого чинними нормами для району будівництва;
- техногенними катастрофами (аваріями транспортних засобів, вибухами, пожежами, витіканням розплавленого металу тощо), які відбуваються в межах об'єкта або в його найближчому оточенні;
- грубими помилками персоналу на стадіях проектування, зведення або експлуатації об'єкта;
- серйозним браком або різкою невідповідністю характеристик будівельних матеріалів і виробів, елементів устаткування вимогам нормативно-технічної документації.

При розгляді і класифікації перелічених причин ПА і ММК необхідно враховувати також вплив вторинних факторів (вибухів, виникнення пожеж, руйнувань захисних перешкод, ударів від падіння елементів тощо), причиною яких була первісна аварія. Рекомендується розробляти і аналізувати сценарії розвитку аварій.

Залежно від категорії конструкцій і елементів повинні бути забезпечені вимоги до функціонування в аварійних ситуаціях і заходи щодо безпеки відповідно до таблиці 8.2. При цьому проектна аварія розглядається з урахуванням впливу вторинних факторів і в сполученні з однією відмовою елементів захисту, незалежною від причин ПА, або ж з однією грубою помилкою персоналу, незалежною від причин ПА.

Таблиця 8.2

Вимоги щодо функціонування і безпеки в аварійних ситуаціях

Номер випадку залежно від ситуації	***Впливи, що підлягають урахуванню (+)***					***Вимоги, що ставляться до елементів категорії***		
	від нормальної експлуатації	***ПА***	***ММК***	***одна відмова елементів захисту***	***одна помилка персоналу***	***А1***	***А***	***Б***
1	+					*Ф*	*Ф*	*Ф*
2		+		+		*Ф*	*Б*	*Р*
3		+			+	*Ф*	*Б*	*Р*
4			+			*Б*	*Б*	

Позначення: *Ф – необхідно забезпечити функціонування в повному обсязі;*
Б – необхідно забезпечити виконання всіх функцій, пов'язаних із безпекою;
Р – необхідно забезпечити можливість відновлення шляхом ремонту.

8.8. Імовірнісне дослідження сполучення навантажень

Значення коефіцієнта сполучення, як правило, встановлюється імовірнісними методами з умови рівнозабезпеченості сумарного навантажувального ефекту і розрахункових значень окремих навантажень, воно залежить від виду врахованих навантажень та їх часток у складі сумарного навантажувального ефекту.

На сьогоднішній день рекомендації норм не мають вичерпного імовірнісного обґрунтування, вони включають значення коефіцієнтів сполучення без врахування того, яка роль того чи іншого навантаження, що входить у сполучення, і наскільки значний внесок воно вносить у загальний напружено-деформований стан. Між тим співвідношення навантажень, що діють на конструкцію, повинно впливати на коефіцієнт сполучення. Це було підтверджено у деяких дослідженнях, результати яких ілюструються графіком на рис. 8.1. Тут через p позначена частка вітрового навантаження у спільному впливі вітрового і снігового навантаження. На графіку чітко видно, що коефіцієнт сполучення, близький до одиниці при переважній дії одного навантаження, тобто коли $p \approx 1{,}0$, плавно знижується до $\psi \cong 0{,}75$ при приблизно однаковому впливі обох навантажень $(p \approx 0{,}5)$.

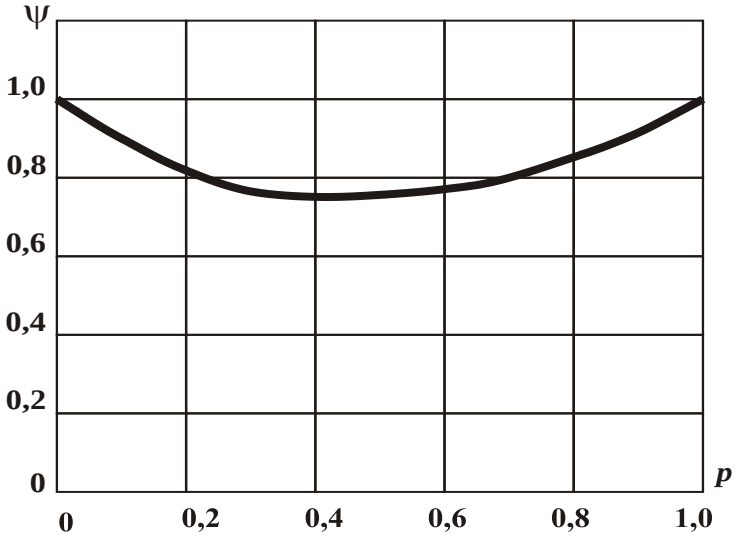


Рис. 8.1. Коефіцієнт сполучення вітрового і снігового навантаження

Значно розвинув це питання В.А. Пашинський, який розв'язав питання сполучення вітрового, снігового і кранового навантаження [4]. Одержані результати представлені на рис. 8.2 у вигляді діаграми, яка показує залежність коефіцієнту сполучення від часток може зменшуватися до величині C_B , C_C и C_K вітрового, снігового і кранового навантаження у сумісній дії цих навантажень.

Як видно на рис. 8.2, коефіцієнт сполучення може суттєво зменшуватися до $\psi \cong 0{,}725$ у порівнянні зі значенням $\psi = 0{,}90$, що регламентується діючими нормами [2].

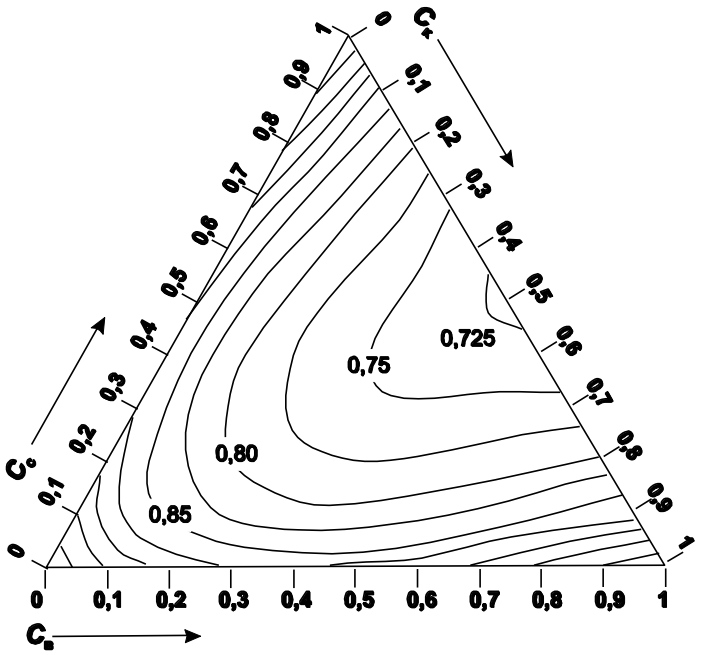


Рис. 8.2. Коефіцієнт сполучення вітрового, снігового і кранового навантаження

Література

1. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 30 с.
2. ДБН В.1.2-2: 2006. Навантаження і впливи. – К.: Мінбуд України, 2006. – 60 с.
3. ДБН В.1.2-14-2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – К.: Мінрегіон України, 2018. – 30 с.
4. Пашинський В.А. Атмосферні навантаження на будівельні конструкції для території України. – К.: Вид-во УкрНДІПСК, 1999. – 186 с.

Контрольні питання

1. Як класифікуються навантаження на конструкції?
2. Як поділяються навантаження в залежності від тривалості?
3. Які розрахункові значення мають навантаження і впливи?
4. Як застосовуються розрахункові значення навантажень?
5. Як нормуються сполучення навантажень і впливів?
7. Як формується аварійне сполучення впливів?
8. Ймовірнісна природа навантажень та сполучення навантажень.

ЛЕКЦІЯ 9. СНІГОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ – ПРИРОДА І ОПИС

9.1. Снігові опади – небезпечне природне явище
9.2. Снігове навантаження – небезпека для будівель
9.3. Формування снігових опадів
9.4. Сніговий покрив на території України
9.5. Регіональні особливості снігового покриву (Полтава)
9.6. Збирання вихідних даних щодо снігового покриву
9.7. Кліматичні характеристики снігового покриву
9.8. Визначення снігового навантаження на поверхні землі

9.1. Снігові опади – небезпечне природне явище

Сніговий покрив відіграє суттєву позитивну роль у житті людини. Він має велике значення у формуванні кліматичного і гідрологічного режимів місцевостей. Особливо суттєва його роль у сільському господарстві як фактору, що забезпечує зволоження ґрунту і захист від морозу озимини та інших сільськогосподарських культур. Завдяки малій теплопровідності снігу, сніговий покрив охороняє ґрунт від глибокого промерзання, наявність снігу на поверхні землі забезпечує зберігання рослин, що зимують, та рослинного насіння у ґрунті. Не випадкове тому народне прислів’я: «Сніг на полях – врожай у коморах».

У той же час сильні снігопади порушують рух транспорту, блокують роботу міського господарства, ламають дерева, руйнують будівлі. Відомо, що кожна зима приходить несподівано, і великі снігопади досить часто набувають катастрофічного характеру (рис. 9.1). Опис численних форс-мажорних ситуацій, пов’язаних зі снігопадами, вміщений у багатьох публікаціях. Наведемо тут деякі із них.

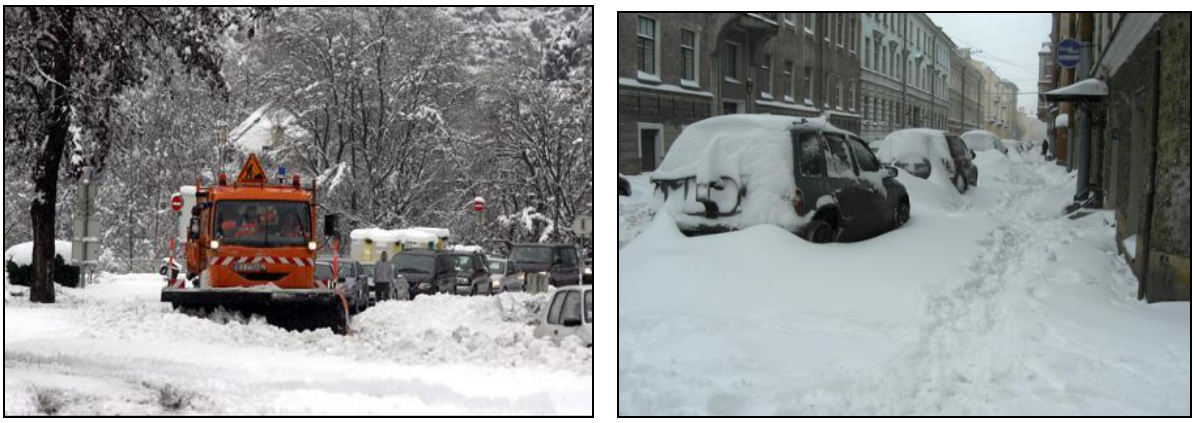


Рис. 9.1. Снігові заноси і пробки на дорогах

Лютий 2006 р. На північно-східну частину США обрушилася найсильніша снігова буря, найсильніша за декілька десятків років, яка супроводжувалася вітром, швидкість якого досягала 100 кілометрів на годину. Із-за обриву ліній електропередачі в різних штатах без світла залишилися більше 200 тисяч чоловік. Були закриті аеропорти, були скасовані понад дві тисячі авіарейсів. Мер міста призвав жителів не виходити з дому без крайньої необхідності. Багато городян пересувалися по вулицях на лижах. У Нью-Йорку безперервно працювали снігоприбиральні машини, що очищали місто із швидкістю 60 тон снігу в годину, що обходилося місту в мільйон доларів в добу. У Центральному парку товщина снігового покриву досягла 69 см, що було рекордним показником з 1869 року, коли метеорологи почали вести подібні спостереження. Сильні снігопади пройшли також в Чехії. У горах на півночі країни намело триметровий шар снігу. Створилася небезпека сходу лавини на лижних курортах. У Австрії випало до 90 см снігу, більше 20 тисяч чоловік були мобілізовані для прибирання снігу з дахів.

Лютий-березень 2009 р. Сильні снігопади, що обрушилися на Західну Європу, привели до загибелі семи чоловік. Складні погодні умови порушили роботу європейських аеропортів, привели до хаосу на автострадах і залізницях. Тисячі пасажирів із-за негоди ночували на вокзалах, в аеропортах або власних автомобілях на трасі. У Великобританії товщина снігового покриву досягала 30 см, в Лондоні був зареєстрований найсильніший снігопад за останні 18 років. У столичному аеропорту Хитроу довелося відмінити 650 рейсів, рух міських автобусів припинився.

В результаті снігопадів в Іспанії і Франції було блоковано багато доріг із-за багатокілометрових пробок. У Болгарії потужні снігопади повністю паралізували рух автомобільного транспорту. На трасах міжнародного значення вишикувалися величезні черги з важких вантажівок і автобусів. За добу в країні сталося близько 200 автомобільних аварій, в яких постраждали 17 чоловік. Висота снігового покриву в Софії склала 60 см (рис. 9.2).

У США в результаті сильних снігових бурь загинули 55 чоловік. У східних штатах висота снігового покриву досягала 40 см. В столиці США було оголошено надзвичайний стан. У штаті Кентуккі без електрики залишилося півмільйона будинків, в штатах Оклахома і західній Віргінії без світла виявилися 350 тисяч споживачів. Перервали роботу школи, університети і державні установи. Було відкладено декілька сотень авіарейсів, тисячі пасажирів застрягли в аеропортах. Рух на багатьох автострадах призупинився, утворилися велетенські пробки з вантажівок.

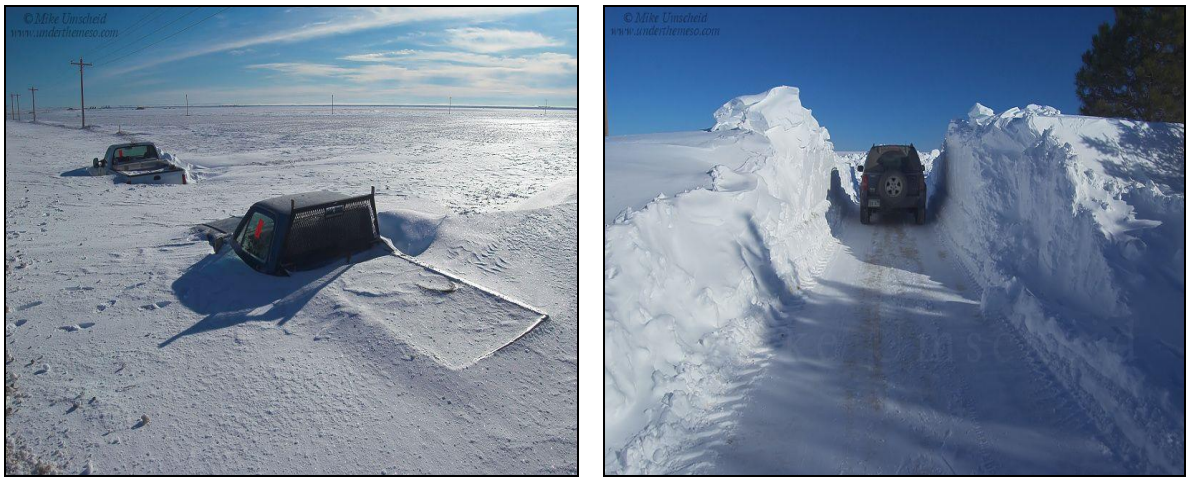


Рис. 9.2. Снігові заноси на дорогах

Грудень 2009 - січень 2010 р. Раптове похолодання і щедрий снігопад привели до загибелі в Європі більше 80 чоловік. Така погода вмить паралізувала транспортну систему Європи. У тунелі під Ла-Маншем застрягли відразу 3 потяги. Більшість європейських доріг були засипані снігом настільки, що зробило небезпечним всякий рух по них. На дорогах Бельгії утворилися рекордні автомобільні пробки загальною протяжністю 500 км. В міжнародних аеропортах були скасовані сотні рейсів, тисячі людей були вимушені провести в аеропортах від декількох годин до декількох діб.

Україна постраждала від снігопадів і холодів не менше інших європейських країн, особливо Одеська, Херсонська і Донецька області, де за декілька діб випала місячна зимова норма опадів. У Одесі, де висота снігового покриву досягла одного метра, був введений режим надзвичайної ситуації, закриті усі школи, міжнародний аеропорт і морський порт, рух транспорту паралізований, виникли перебої з постачаннями продуктів. На трасі Одеса – Іллічівськ в п'яти кілометровому заторі застрягли більше тисячі машин. У Донецькій області була також оголошена надзвичайна ситуація, закриті автовокзали, аеропорт, припинений рух пасажирського транспорту. На Донецькій трасі потрапили в снігову пастку більше півтора тисяч машин.

9.2. Снігове навантаження – небезпека для будівель

Особливу небезпеку складає сніговий покрив і його нерівномірні відкладення на дахах і покриттях будівель, де знаходиться велика кількість людей і дороге технологічне устаткування. Багатосніжні зими останніх років відмічені обваленнями покриттів різних будівель у ряді країн, що мали серйозні і навіть трагічні наслідки.

Січень 1978 р. В місті Хартфорд (штат Коннектікут, США) сталася найбільша в історії США аварія, причиною якої стало перевантаження снігом. У міському центрі, де вдень проводився хокейний матч, вночі з висоти 30 м обрушилося покриття спортивної арени розмірами 92 на 110 м. Розслідування виявило помилки в розрахунках: конструкція була фактично розрахована на навантаження 0,864 кПа, тоді як задане розрахункове навантаження дорівнювало 1,104 кПа. Внаслідок цього і в результаті дії підвищених снігових навантажень стислі елементи верхніх поясів на північній і південній сторонах покриття виявилися перенапруженими на 852%, на західній і східній сторонах – на 213%. Навантаження на стиснуті розкоси конструкції покриття на 72% перевищувало їх несучу здатність.

Січень 1987 р. В г Запоріжжя(Україна) за одну ніч впали дахи на чотирьох заводах. Особливо багато клопоту доставила аварія на шихтовому дворі "Запоріжсталі" – падаючи, покрівля розбила мостові крани і перекрила шлях доставки металобрухту. Мартени виявилися на голодному пайку. Кожну добу "Запоріжсталь" недодавала 1000 тон продукції. Величезними складнощами обернулися для багатьох одержувачів запорізького металу обвалення на шихтовому дворі.

Лютий 2004 р. В Москві сталася найбільша за останні роки в Росії будівельна аварія – обрушилося покриття аквапарку "Трансвааль-парк". У момент катастрофи в аквапарку знаходилося 1300 чоловік, безпосередньо в епіцентрі обвалення опинилися 426 чоловік. В результаті трагедії загинули 28 чоловік, отримали травми різного ступеня тяжкості 190 чоловік. В якості однієї з причин обвалення експертами називалася дія снігового навантаження на покриття, яке розраховувалося по занижених нормативах, згодом підвищених для території Росії. Крім того, називалися також низька якість застосованих будівельних матеріалів (зокрема, бетону) і виробництва робіт, а також прорахунки автора проекту при проектуванні унікальної тонкостінної залізобетонної оболонки покриття аквапарку.

Січень 2006 р. У баварському містечку Бад-Райхенваль (Німеччина) рухнув дах спортивно-розважального комплексу, побудованого в 70-і роки. Ділянка плоского даху обвалилася каток, де у цей момент знаходилися не менше 50 чоловік, усі вони виявилися під уламками. Загинули 15 чоловік, у тому числі діти. Причина обвалення – півметровий шар снігу на даху. (рис. 9.3).

В місті Катовіце (Польща) рухнув дах торгово-виставкового павільйону площею 10 тис. $м^2$ (рис. 9.4). Цю аварію президент Польщі Лех Качиньський назвав найбільшою техногенною катастрофою за усю новітню історію республіки. В цей час в приміщенні проходила традиційна міжнародна виставка поштових голубів, оглянути яку прийшло багато відвідувачів. Під завалами опинилося близько 1000 чоловік, число загиблих перевищило 100 чоловік.

Рис. 9.3. Обвалення покриття спортивного комплексу
(м. Бад-Райхенваль, Німеччина)

Рис. 9.4. Руйнування покриття торгівельно-виставкового павільйону
(м. Катовіце, Польща)

Рис. 9.5. Типовий вигляд снігових кристалів під мікроскопом

Головною причиною катастрофи став товстий шар снігу, що утворився на даху, з льодом, товщина якого перевищувала метр. Цьому сприяло ще і те, що, на думку фахівців, під час будівельного буму, що охопив Польщу останніми роками перед сучасною кризою, при зведенні великих комерційних центрів використовувалися проекти, що застосовувалися в країнах з теплим кліматом.

9.3. Формування снігових опадів

Формування снігових опадів в атмосфері залежить від багатьох чинників, але головним чином від температури довкілля і наявності переохолодженої води. Спочатку в результаті конденсації водяної пари у висхідній теплій повітряній масі формується хмара. Як тільки температура в хмарі опускається нижче 0ºС, створюються умови, сприятливі для утворення снігу. При температурі біля - 5 ºС ядра кристалізації, присутні в атмосфері, формують дрібні кристали льоду.

З крижаного кристала розпочинається формування снігового кристала. Усі снігові кристали мають зазвичай шестикінечну структуру, вони ніколи не бувають ні 5-вугільними, ні 7-вугільними. На усіх шести вершинах зростають нові частинки, і з часом виходить красивий ажурний малюнок, що підтверджує рис. 9.5. Тисячі снігових кристалів в процесі зростання і ускладнення утворюють сніжинку. Форма і розміри (0,1…2мм) сніжинок залежать від температури повітря. Жодна сніжинка не повторює іншу, форма кожній унікальна. Сніжинки мають невелику щільність, їх маса складає в середньому 1 міліграм, рідко 2 міліграми, швидкість їх падіння порівняно невелика – в середньому 0,9 км/год. Були виконані підрахунки числа сніжинок, що випадають на планеті за рік. У одному кубічному метрі снігу знаходиться в середньому 350 млн. сніжинок, а по усій Землі – 10^{24} сніжинок.

Білий колір сніжинкам надає повітря, вміст якого складає 95%. Відомі випадки, коли сніг набув різного кольору, відмінного від білого. Так, в арктичних і гірських районах Росії досить часто сніжинки мають рожевий або червоний колір, причиною якого є водорості, що знаходяться між сніговими кристалами. У 1969 р в Швеції випав чорний сніг, мабуть, що ввібрав з атмосфери кіптяву і промислові забруднення. У 1955 р в

штаті Каліфорнія (США) випав зелений сніг, що фосфоресціював, походження якого так і залишилося таємницею для учених.

Укладаючи опис фізичної природи сніжинок, відмітимо, що вони очищають повітря від пилу і гару, тому так легко дихається під час снігопаду. Більше того, сніг відбиває небезпечні для здоров'я спектри сонячних променів, тому у північних народів відсутні багато хвороб, якими страждають мешканці півдня. Можна тому говорити про певну снігову медичну географію, маловивчену до теперішнього часу.

9.4. Сніговий покрив на території України

Утворення снігового покриву в Україні пов'язане із загальним сезонним пониженням температури повітря і ґрунту, а також з снігопадами, що викликаються вторгненням арктичних мас повітря і їх взаємодією з повітрям помірних широт [2].

Самий ранній (у першій декаді листопада) сніговий покрив встановлюється на північному сході країни і в гірських районах Українських Карпат. У другій декаді сніговий покрив встановлюється в лісостепу, гірських районах Криму і Передкарпаття. До кінця листопада сніг зазвичай покриває основну частину території країни. На півдні сніговий покрив з'являється пізніше: на Причорноморській низовині і в Закарпатті – в першій декаді грудня, в Криму – в другій декаді грудня. Приведені терміни є усередненими, оскільки залежно від особливостей синоптичних процесів поява снігового покриву в окремі роки істотно міняється. При ранньому настанні зими сніговий покрив може з'явитися майже по усій Україні в перших числах листопада, а в роки з теплою осінню сніговий покрив встановлюється лише в першій-другій декадах грудня. Період часу(між появою снігового покриву і утворенням стійкого снігового покриву) перед початком зими складає в середньому один місяць, проте в окремі роки він може збільшуватися до 100 днів або зовсім бути відсутнім, коли стійкий сніговий покрив по усій території України встановлюється з першим снігом (наприклад, зима 1963/64 р).

Стійкий сніговий покрив раніше всього (у першій половині грудня) утворюється в Українських Карпатах і на північному сході України. На значній частині території країни стійкий сніговий покрив встановлюється в третій декаді грудня, в південних районах і Закарпатті – в першій декаді січня. У окремі роки стійкий сніговий покрив виникає в другій-третій декадах листопада (майже на місяць раніше середніх дат) або пізніше, ніж зазвичай – в першій декаді січня. Стійкий сніговий покрив залягає на території України близько 60…70 днів, причому в напрямі зі сходу на захід тривалість його залягання зменшується. У районах Волино-Подільської височини, Донецького кряжа і в горах Криму тривалість залягання стійкого снігового покриву зростає до 80 днів, в гірських районах

Українських Карпат вона збільшується до 100…110 днів. Така ж тривалість залягання стійкого снігового покриву відзначається на північному сході України. У окремі зими період залягання стійкого снігового покриву може скорочуватися до 20…30 днів або подовжуватися до 130…140 і навіть 150…160 днів. В той же час в Україні були роки без стійкого снігового покриву(наприклад, зими 1965/66 і 1974/75 рр).

Весною з підвищенням температури повітря розпочинається руйнування стійкого снігового покриву. Раніше всього це відбувається на крайньому заході країни, в Закарпатті і Передкарпатті у кінці лютого - на початку березня, в гірських районах Криму – в першій декаді березня, пізніше – в другій декаді березня – в північно-східних районах. Період між руйнуванням стійкого снігового покриву і остаточним сходом снігу називається післязимою або передвесною. У Україні він нетривалий і складає близько 15 днів в північних і східних районах і 25 днів – на іншій території. Проте післязима може збільшуватися до 100 днів. В той же час в окремі роки час перед початком зими і післязима не спостерігаються, тобто зима настає і закінчується за короткий період. Схід снігового покриву відзначається раніше всього в Степовому Криму і на півдні Причорноморської низовини – на початку другої декади березня. У кінці другої декади березня сніг сходить на крайньому заході. На більшій частині території лісостепу і Полісся сніговий покрив сходить до кінця березня, а на північному сході і в гірських районах Українських Карпат – на початку квітня.

Період між появою і сходом снігу покриву називається тривалістю залягання снігового покриву. Як видно на карті рис. 9.6, середнє число днів з сніговим покривом на рівнинній частині України складає 30…100, на північному сході і в гірських районах Українських Карпат – 100…110, на Донецькому кряжі і в Кримських горах – близько 90, на заході України – менше 80, на Причорноморській низовині і в Степовому Криму – 30…40, на узбережжі – близько 20. У окремі зими відхилення від середнього може досягати великих значень. Так, на північному сході число днів з сніговим покривом може змінюватися від 40 до 160, а на півдні і заході – від 2 до 100 днів.

9.5. Регіональні особливості снігового покриву (Полтава)

Сніговий клімат Полтави, розташованої в центральній частині України, що відноситься до II району по СНиП і до 5 району по нормах України [1], можна вважати характерним для великої частини України і СНД. Період спостережень за сніговим покривом, результати яких розглядаються нижче, складає 80…90 років (1886…1979 рр.) [2

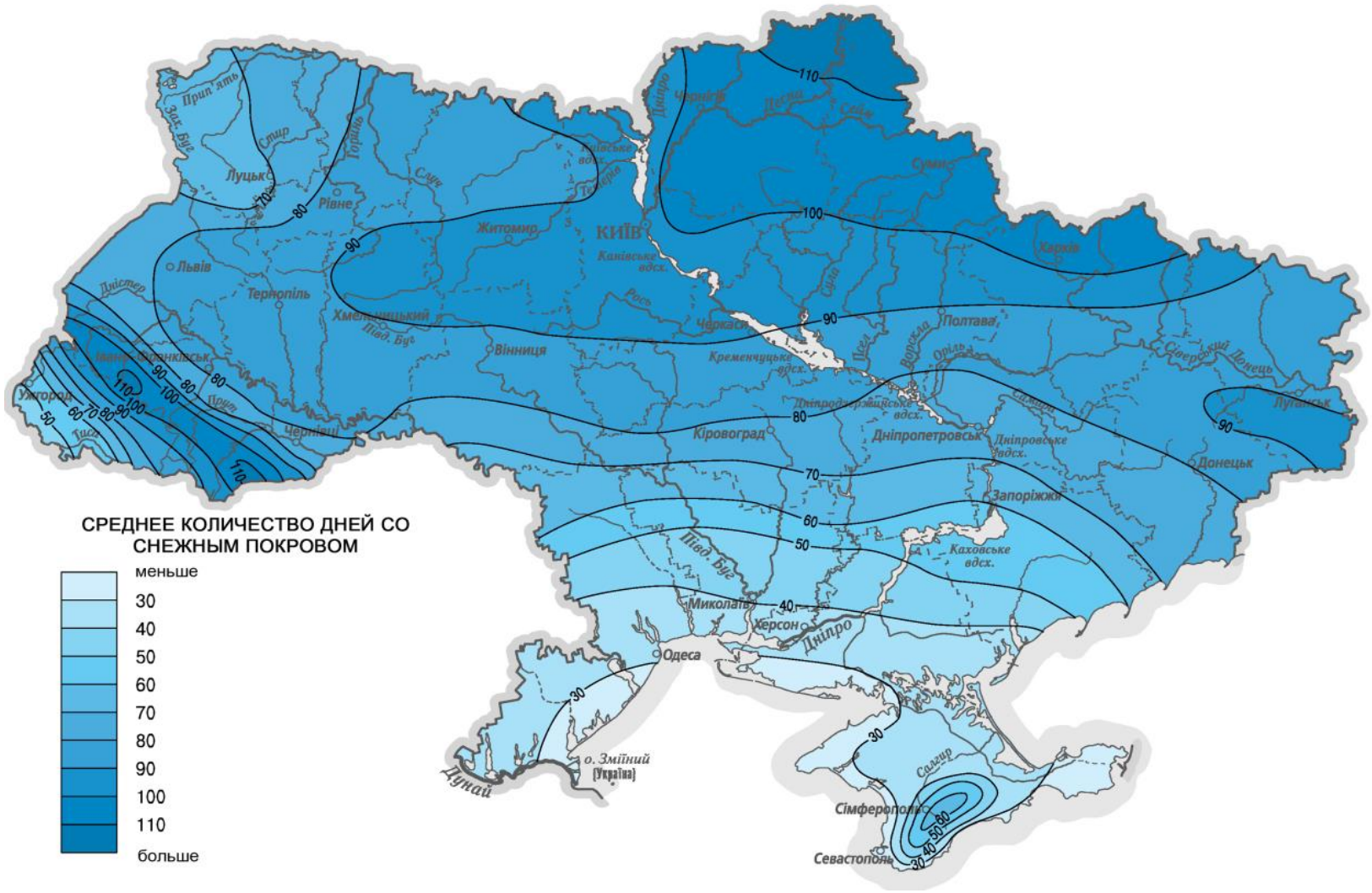


Рис. 9.6. Середня кількість днів зі сніговим покривом для території України

У Полтаві сніговий покрив може спостерігатися з жовтня по квітень. Середня дата його появи приходиться на 17 листопада, при ранньому настанні зими ця дата може зміщуватися на місяць і більше (один раз в 20 років – до 16 жовтня, в окремі роки сніг відзначався у вересні). В той же час в роки з тривалою теплою осінню сніговий покрив з'являється в другій декаді грудня. Період часу перед початком зими складає в середньому 36 днів. Дата утворення стійкого снігового покриву, що приходиться в середньому на третю декаду грудня, коливається з року в рік залежно від особливостей циркуляції передзимового періоду (стандарт складає 23 дні). Танення снігу і руйнування стійкого снігового покриву відбувається в середньому у кінці першої декади березня (стандарт цієї дати складає 22 дні), і в середньому 25 березня сніг повністю зникає. Один раз в 20 років сніговий покрив може сходити до 22 лютого або 19 квітня, в окремі роки сніг відзначався навіть в травні.

В середньому період між появою і сходом снігового покриву складає 125 днів і може в окремі роки складати від 68 до 190 днів. Середнє число днів з сніговим покривом в місті складає 87 днів, з коливаннями від 34 до 143 днів. В середньому буває 10 днів з снігом в місяць. Стійкий сніговий покрив залягає в місті близько 74 днів, з істотними коливаннями в окремі зими від 28 днів до 143 днів. В той же час в досить рідкісні (повторюваність 10%) особливо теплі зими стійкий сніговий покрив взагалі не утворюється.

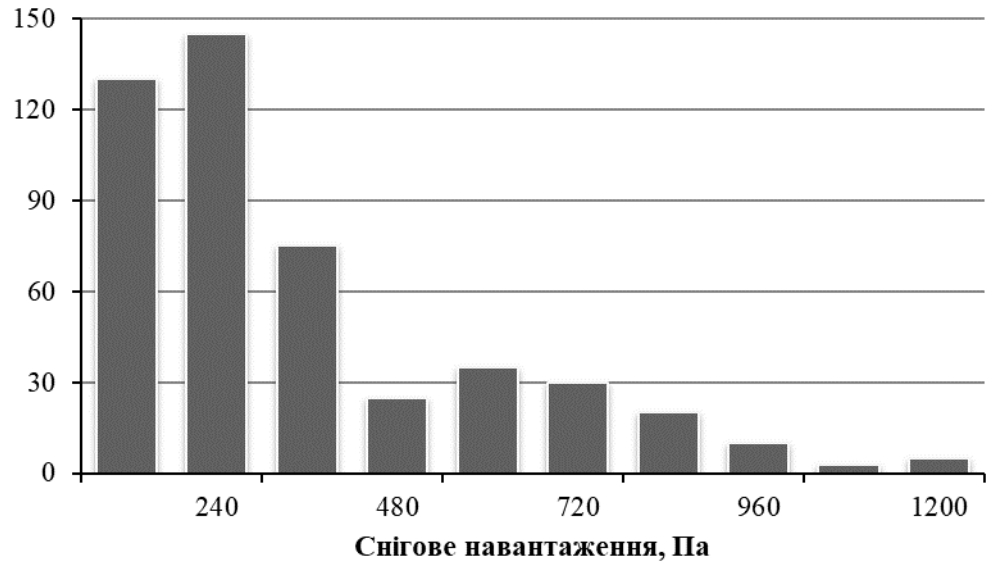


Рис. 9.7. Гістограма снігового навантаження
(метеостанція Полтава)

Впродовж зими висота снігового покриву наростає поступово. У листопаді-грудні вона в середньому менше 5 см, з січня розпочинається її зростання і в лютому-березні вона досягає в середньому 11 см. Середня з

найбільших за зиму висота снігового покриву дорівнює 20 см (46% зим), в окремі роки спостерігалася максимальна висота 48 см (повторюваність 10%). Щільність снігового покриву незначно коливається впродовж зими: від 0,23 г/см^3 (друга декада лютого) до 0,27 г/см^3 (перша декада березня). Середня з найбільших за зиму щільність дорівнює 0,34 г/см^3, максимальна щільність за період спостережень – 0,50 г/см^3.

Інтервал зміни снігового навантаження на землю ілюструється гістограмою на рис 9.7. Середнє з найбільших за зиму снігове навантаження (запас води) складає 53 кгс/м^2 (0,55 кПа), в окремі зими снігове навантаження перевищувало 100…110 кгс/м^2 (1,0…1,1 кПа).

9.6. Збирання вихідних даних щодо снігового покриву

Сніговий покрив утворюється в результаті акумуляції снігу на ґрунті в процесі відкладення твердих опадів (сніжинки, крижаний дощ, іній і ожеледь), випадання дощу, коли більша частина опадів згодом замерзає. Інформація про сніговий покрив має істотне значення для різних галузей економіки, особливо для будівництва. Така інформація є результатом снігомірних спостережень, що дозволяють оцінити кліматичний режим території, закономірності формування і розподілу снігового покриву на місцевості. Снігові відкладення характеризуються товщиною снігу, який щойно випав, що сформувався за конкретний період. По окремих значеннях товщини снігу визначається сумарне снігонакопичення за одиничний снігопад, добу, місяць або рік. Загальна кількість опадів дорівнює сумі шарів рідких і твердих опадів.

1. Система снігомірних спостережень. Існуюча система включає наступні види спостережень :

- щоденне визначення міри покриття видимої ділянки метеостанції снігом і характеру його залягання;
- щоденні спостереження над зміною висоти снігового покриву по постійних рейках;
- снігомірні зйомки на різних елементах ландшафту;
- контрольні снігомірні зйомки (при виборі і заміні постійних маршрутів);
- спеціальні спостереження над поширенням і товщиною крижаної кірки на поверхні ґрунту;
- снігомірні зйомки на стокових станціях;
- щоденні спостереження над твердими опадами;
- снігомірні спостереження в горах по маршрутах;
- спостереження за сніговими лавинами.

Регулярні снігомірні зйомки почали проводитися на метеостанціях з 1924 р. При цьому на досить великому майданчику, умови якого є

характерними для цієї території, виконується 100 вимірів висоти снігового покриву і відбирається 10 проб для визначення щільності снігу. Як правило, снігомірні зйомки виконуються в полі (місцевість, відкрита дії вітру), на лісовій поляні або в лісі під кронами дерев (місцевість, захищена від дії вітру). У місцевостях із стабільно негативними зимовими температурами повітря і стійким сніговим покривом снігомірні зйомки проводяться щодекади, а в районах з нестійким сніговим покривом (наприклад, на території України) – кожні 5 діб. Зйомка виконується при мірі покриву дослідної ділянки або маршруту снігом не менше 50%. Деякі метеостанції ведуть снігомірні зйомки в ярах і в гірській місцевості.

Точність і об'єм наземних оцінок снігового покриву, особливо у важкодоступних районах, підвищується аерометодами, що включають аерофотозйомки і аеровізуальні спостереження. При цьому з літака визначається характер залягання снігового покриву, його стан і висота (приблизно по відсотку закритості і по висоті тіні рейки, встановленої на відкритому рівному місці). Корисний досвід накопичений японськими дослідниками, які успішно використали для снігових вимірів дирижабль і вертоліт. Важлива роль належить метеорологічним супутникам, які разом з іншими метеорологічними елементами створюють картину розподілу снігового покриву у ряді районів світу, особливо в тих, де не робляться систематичні спостереження над сніговим покривом.

а б

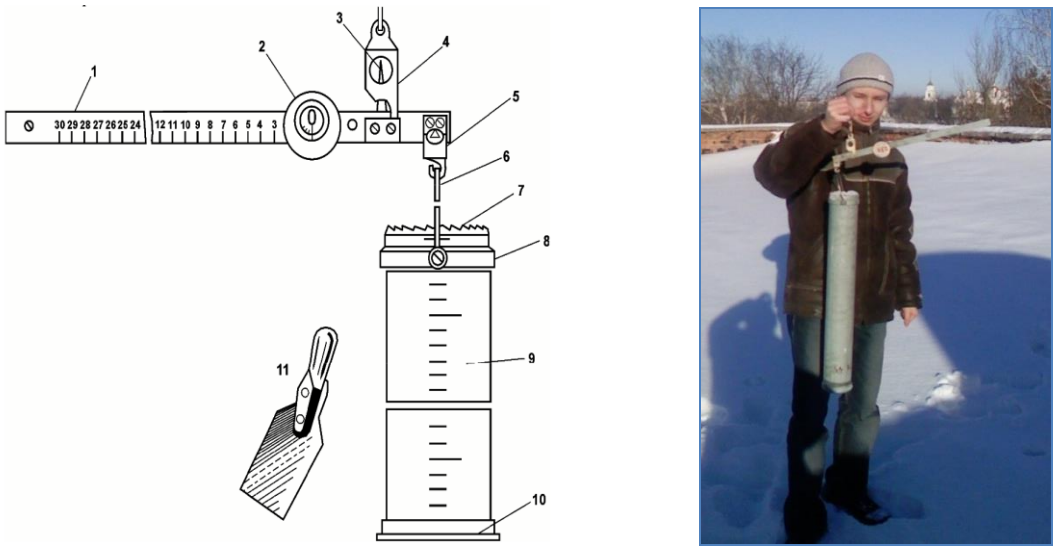


Рис. 9.8. До методики снігомірних спостережень
а - снігомір ваговий ВС- 43: 1 - латунна лінійка ваг, 2 - рухомий вантаж; 3 - стрілка, 4 - руків'я, 5 - гачок для підвішування циліндра, 6 - дужка, 7 - кільце з гострим краєм, 8 - рухоме кільце, 9 - циліндр, 10 - кришка, 11 - лопатка; б - проведення вимірів (аспірант Дрижирук Ю.В.).

2. Прилади для снігомірних спостережень. З 1922 р на метеостанціях України виміри щільності снігу ведуться ваговим снігоміром. Прилад складається з циліндра з кришкою, ваг і лопатки. На циліндрі нанесена сантиметрова шкала для виміру висоти вирізаного стовпа снігу (рис. 9.8, а). Циліндром прорізають сніговий покрив наскрізь і таким чином формують керн, що включає усі шари снігового покриву.

Циліндр підвішується до ваг, на лінійці яких нанесена шкала з розподілом шкали в грамах. Відзначається висота і вага кожної проби на місці, потім обчислюється щільність снігу (рис. 9.8, б). При цьому визначається середня в цій точці щільність снігового покриву (з усереднюванням по усіх шарах, що фактично мають різну щільність). При висоті снігового покриву менше 5 см проби щільності не відбираються, тому результатом такої снігозйомки є лише середня висота снігового покриву. Методика виконання снігомірних зйомок регламентується спеціальною настановою.

3. Снігомірна мережа. За описаною методикою ведуться спостереження за сніговим покривом на метеорологічних станціях і постах. На усій території колишнього СРСР працювали близько 4000 метеостанцій і більше 6000 метеопостів, на території України працювали близько 200 метеостанцій і понад 400 метеопостів. Для об'єктивної оцінки параметрів снігового покриву треба мати таку щільність снігомірної мережі, щоб одна станція доводилася на площу в 3…6 тис. км^2; у лісових районах – на 8…10 тис. км^2. Для усієї території колишнього СРСР одна станція (пост), де робилися снігомірні спостереження, приходилася в середньому на 3234 км^2. Найповніше вивчені райони України, де одна станція приходиться на 1000…1200 км^2 [2].

Корисно знати, що у всьому світі є близько 7000 метеостанцій, з них 3800 станцій входять в мережу Всесвітньої метеорологічної організації (ВМО), причому потреби в метеорологічній інформації задовольнялися тільки на 20%. Снігомірні спостереження виконуються в усіх країнах з сніговим покривом. В цьому відношенні виділяються США, де систематичні зйомки виконуються з 1910 р. і є понад 1000 маршрутів для щомісячних снігозйомок. Середня щільність снігомірної мережі США складає одну станцію на 600 км^2. В той же час в Канаді одна станція приходиться в середньому на 3600 км^2, а на половині канадської території одна станція приходиться на 12500 км^2.

Для кліматологічних узагальнень і подальшого переходу до обґрунтування розрахункових снігових навантажень, окрім густини снігомірної мережі, велике значення має тривалість періоду спостережень на станціях і постах, який за станом на початок 70-х років істотно відрізнявся на різних станціях:

- більше 25 років – на 3% станцій;
- від 15 до 25 років – на 50% станцій;

- від 10 до 15 років – на 47% станцій.

Очевидно, що до теперішнього часу об'єм і тривалість снігомірних спостережень на діючій мережі станцій істотно збільшилися. Проте ряд станцій залишився короткорядним, і матеріали їх снігозйомок можуть використовуватися лише для орієнтовної оцінки снігового навантаження або як додаткові дані до довгорядних станцій і матеріалів спостережень по постійних рейках, що мають тривалість періоду більше 50 років.

4. Вихідні снігомірні дані. Перші результати снігозйомок почали публікуватися з кінця 30-х років XX ст.; досить повні безперервні дані по більшості пунктів спостереження можна отримати з 1945 року Матеріали щоденних снігомірних спостережень по основних майданчиках публікувалися в метеорологічних щомісячниках регіональних управлінь гідрометеослужби, результати снігомірних зйомок (після технічного і критичного аналізу) – в метеорологічних щорічниках, а також накопичуються на електронних носіях інформації. Досить об'ємні узагальнені результати спостережень за сніговим покривом опубліковані також в Довіднику по клімату СРСР. Вказані метеорологічні довідники мають 34 випуски, що відповідають окремим територіям колишнього СРСР. Наприклад, дані для території України утворюють випуск 10. Після переходу на ринкові стосунки вільний доступ до даних спостережень за сніговим покривом практично припинився. Корисна інформація міститься в кліматичних атласах [3].

5. Врахування типу метеорологічних майданчиків. Як вказано вище, нормативні документи регламентують, що виміри снігового покриву повинні виконуватися на добре захищених майданчиках поблизу місця будівництва. Між тим значна частина метеорологічних майданчиків є відкритими для дії вітру. Наприклад, на території України упродовж останніх 70 років регулярні виміри снігового навантаження на ґрунт виконувалися на 1145 метеорологічних станціях і постах, з яких 618 – відкриті майданчики, 466 – майданчики, захищені від вітру і 60 – майданчики, по яких інформація відсутня [2]. Таким чином, більшість метеорологічних майданчиків на території України (ймовірно, і для території Європи, враховуючи близькість фізико-географічних умов) є відкритими для дії вітру.

Тому цінним є зроблене Р.І. Кінашем (НУ Львівська Політехніка) порівняння результатів вимірів снігового навантаження на "парних" станціях, на яких виміри проводилися одночасно на закритих і відкритих майданчиках, розташованих поруч [4]. Всього отримані і оброблені дані 6-річних вимірів на 83 майданчиках. Результати вимірів показали, що снігове навантаження на відкритих майданчиках в середньому дещо менше навантаження на закритих майданчиках, проте між даними різних

майданчиків виявлена досить тісна лінійна кореляція. Апроксимація цієї залежності дозволила описати зв'язок снігових навантажень на закритих майданчиках $S_З$ з навантаженнями на відкритих майданчиках $S_{ВІД}$ лінійною залежністю виду $S_З = кS_{ВІД}$, де перехідний коефіцієнт складає для середніх значень $к$ = 1,164, для середньорічних максимумів $к$ = 1,185.

9.7. Кліматичні характеристики снігового покриву

Висота снігового покриву. Висота снігового покриву істотно залежить від погодно-кліматичних умов і місцевих чинників, у тому числі від тривалості залягання снігу, частоти і кількості снігопадів, щільності і структури снігу, перенесення і накопичення снігу, захищеності місцевості тощо. Тому для отримання порівняно стійких значень висоти снігового покриву, що має велику мінливість, слід використовувати період усереднення не менше 7…10 років. По отриманих таким чином імовірнісних значеннях висоти снігового покриву в різних пунктах складається оцінка характеру їх розподілу в залежності від фізико-географічних умов. Однак висота снігового покриву не дозволяє дати об’єктивну оцінку снігового навантаження на ґрунт, для одержання якої необхідно також оцінити щільність снігового покриву.

Щільність снігового покриву. Цей важливий кліматичний сніговий параметр є також змінною величиною, як в часі, так і в просторі. Вона відрізняється для різних пунктів спостережень, як в рівнинних місцевостях, так і особливо в горах, і змінюється навіть в окремому снігомірному пункті. Щільність снігу залежить від таких чинників, як швидкість вітру, температура повітря, висота снігового покриву, тривалість його залягання. Прийнято, що для розрахунків снігового навантаження на споруди враховується щільність снігу в декаду найбільшої висоти снігового покриву.

Розроблені численні розрахункові моделі для визначення щільності снігу. Відносно проста стохастична модель, що використовується, зокрема, в Німеччині, має вигляд:

$$\tilde{\rho}_Г = \left[3 - 1{,}5 exp\left(-1{,}5 m_Н\right)\right]\varepsilon_Г, \qquad (9.1)$$

де $m_Н$ – середня товщина снігового покриву на землі, виражена в метрах; $\varepsilon_Г$ – множник, що враховує помилку оцінки і представляє логнормальну випадкову величину з середнім значенням $\varepsilon_Г = 1$ і коефіцієнтом варіації $V_Г = 0{,}2$.

Наближений прогноз зміни щільності снігового покриву (кг/м^3) в межах зимового сезону можна скласти, користуючись наступною емпіричною залежністю:

$$\rho = 152 - 0{,}31T + 1{,}9u, \qquad (9.2)$$

де T – середня температура повітря (°С), u – швидкість вітру (м/с).

Оскільки T і u в певній мірі визначаються рельєфом, приведена формула враховує помітну зміну щільності снігового покриву на місцевості.

Розгорнуті рекомендації щодо визначення щільності снігового покриву (кг/м^3) мають наступний вигляд:

$$\rho = \left(90 + \sqrt{h}\right)\left(1{,}5 + \sqrt[3]{T}\right)\left(1 + \sqrt{v}\right), \qquad (9.3)$$

де h – висота снігового покриву(м); T – середня температура (˚С) за період накопичення снігу (приймається не нижче - 25˚С); v - середня швидкість вітру(м/с) за той же період.

Норми ДБН [1] рекомендацій за визначенням щільності снігу не передбачають. Тому зауважимо, що норми Єврокод [6] регламентують декілька значень об'ємної щільності снігу. Щільність снігу, який щойно випав, приймається рівною 1,0 кН/м^3; якщо з моменту випадання снігу пройшло декілька годин або днів, то вказане значення щільності має бути збільшене в 2 рази; якщо ж «вік» снігу, що випав, обчислюється тижнями або місяцями, то щільність снігу слід приймати рівній 2,5…3,5 кН/м^3; нарешті, щільність вологого снігу слід вважати рівною 4 кН/м^3. Окрім вказаних значень, Єврокод окремо передбачає значення щільності снігу в снігових мішках: 2 кН/м^3 і 3 кН/м^3.

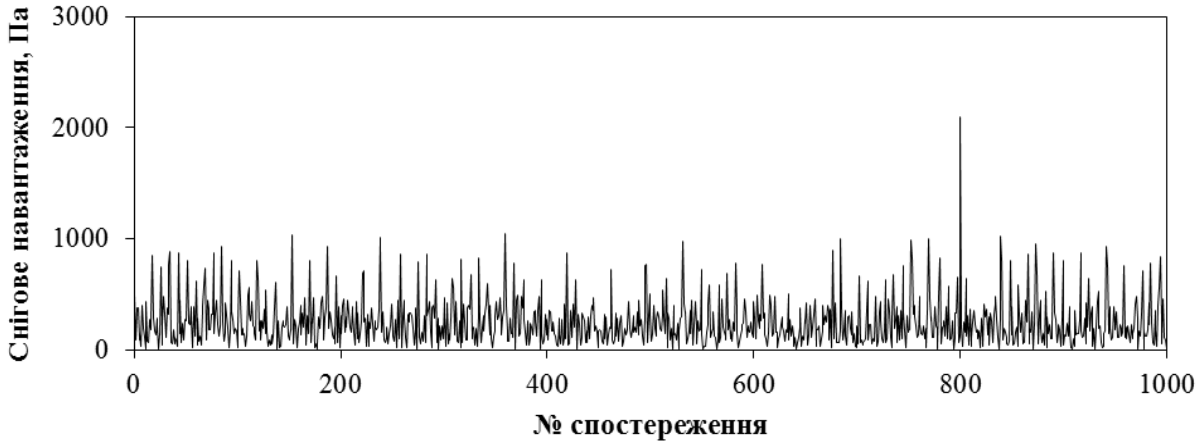
Детальні статистичні дані по щільності снігового покриву для території України приводить Р.І. Кінаш в капітальному довіднику [4]. Приведені в цьому виданні багаторічні снігомірні результати по одній з рівнинних метеостанцій (с. Семенівка, Чернігівська область) (рис. 9.9, б) наочно ілюструють тимчасову мінливість щільності снігу, що змінюється для даного пункту в межах від 0,10 до 0,50 г/см^3.

Параметри щільності снігового покриву мають істотний територіальний розкид для території України: середня щільність – 0,200...0,267 г/см^3, коефіцієнт варіації V = 16.71%, максимальна щільність – 0,270…0,700 г/см^3.

9.8. Визначення снігового навантаження на поверхні землі

Багаторічні снігомірні спостереження дозволяють достовірно оцінити такий важливий для нормування снігового навантаження параметр, як *запас води* в сніговому покриві. У метеорології його прийнято виражати в міліметрах, він чисельно дорівнює еквівалентній товщині шару талої води.

а



б

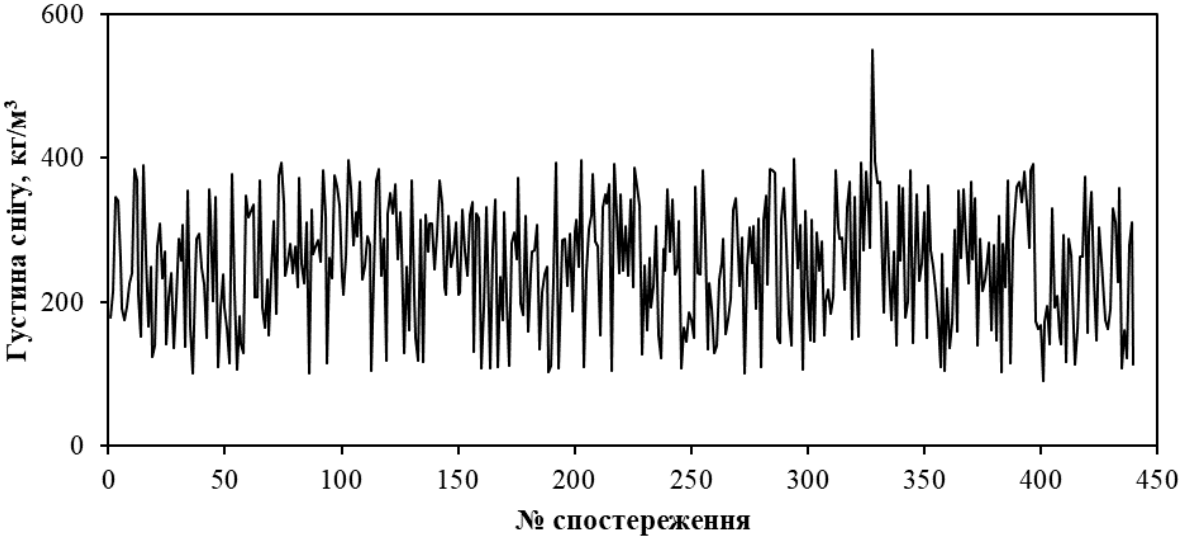


Рис. 9.9. Реалізація випадкового процесу снігового навантаження і щільності снігу (для станції Семенівка)

Можливо, походження цього терміну пояснюється спочатку агрономічною і гідрологічною орієнтацією метеорологічних спостережень за сніговим покривом: накопичений до кінця зими запас води в сніговому покриві визначає вологість і родючість ґрунту, а також величину весняних паводків річок. З урахуванням того, що щільність води дорівнює одиниці, від величини запасу води легко перейти до ваги снігового покриву на одиницю площі, тобто до нормативу, необхідного для розрахунку снігових навантажень(1мм = 1 кгс/м^2 = 10 Па):

$$S = 0{,}01 \cdot h_B, \tag{9.4}$$

де S – снігове навантаження в кПа; h_B – середній по ділянці запас води в сніговому покриві, мм.

Метеодані про запас води в снігу збиралися і публікувалися, починаючи з 1936 р. Ці дані дають вичерпну і найбільш точну початкову інформацію про снігове навантаження на поверхню землі.

Раніше вказаної дати снігомірні спостереження включали виміри висоти снігового покриву і його щільності. У таких випадках снігове навантаження може бути визначене як добуток висоти снігового покриву та його об'ємної ваги (щільності):

$$S = 0{,}1 \cdot \rho \cdot h, \qquad (9.5)$$

де S – снігове навантаження в кПа; ρ – щільність снігу в г/см^3; h - висота снігового покриву в см.

Як вказувалося вище, залежно від кліматичних умов сніговий покрив може мати різну висоту і щільність як в просторі, так і в часі. Отже, отримані по формулі (9.5) значення снігового навантаження можуть мати істотний розкид. Проте, на думку метеорологів, такий підхід дає досить інформативні результати і дозволяє істотно продовжити кліматичні ряди спостережень за сніговим навантаженням.

Цікаво відмітити, що є рекомендації, що безпосередньо зв'язують висоту снігового покриву з сніговим навантаженням:

$$S_{50} = 1{,}91\left(h_{50}\right)^{1{,}33},$$

де S_{50} – снігове навантаження на землю (кПа) з періодом повторюваності 50 років; h_{50} – висота снігового покриву (м) також з періодом повторюваності 50 років.

Проте, основним джерелом достовірних експериментальних даних по сніговому навантаженню на поверхню землі слід вважати дані снігомірних зйомок, під час яких встановлювався запас води в снігу, або ті спостереження, коли одночасно вимірювалася як висота снігового покриву, так і його щільність, середня по висоті.

Література

1. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. – К.: Мінбуд України, 2006. – 60 с.

2. Клімат України / За ред. В.М. Ліпинського, В.А. Дячука, В.М. Бабиченко. – К.: Вид-во Раєвського, 2003. – 343 с.

3. Атлас України (національний). – К.: ДНВП «Картографія», 2007. – 440 с.

4. Кінаш Р.І., Бурнаєв О.М. Снігове навантаження в Україні. – Львів: Вид-во науково-техн. літ., 1997. – 848 с.

5. Pichugin S. Probabilistic Description of Ground Snow Loads for Ukraine // Snow Engineering. Recent Advanced and Developments. – Rotterdam: A.A.Balkema, 2000. – P. 251-256.
6. Eurocode 1 EN 1991-1-3: Actions on Structures – Part 1-3: General actions – Snow Loads. – Brussels: CEN, 2003. – 56 p.
7. ANSI/ASCE 7-95. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. – American Society of Civil Engineers. Reston, 1996. – 124 p.

Контрольні питання

1. Чому снігові опади є небезпечним природним явищем?
2. Чи створює снігове навантаження небезпеку для будівель?
3. Як формуються снігові опади?
4. Охарактеризуйте сніговий покрив на території України.
5. Як збираються вихідні дані щодо снігового покриву?
6. Щільність снігу як основна кліматична характеристика снігового покриву.
7. Як визначається снігове навантаження на поверхні землі?

ЛЕКЦІЯ 10. НОРМУВАННЯ СНІГОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ

10.1. Розрахункові значення снігового навантаження.
10.2. Коефіцієнти методики розрахунку снігового навантаження
10.3. Коефіцієнти надійності за значеннями снігового навантаження
10.4. Імовірнісне обґрунтування норм снігового навантаження
10.5. Ефект застосування норм ДБН
10.6. Аналіз міжрічної мінливості снігового навантаження
10.7. Загальноєвропейські норми Єврокод
10.8. Вплив абсолютної висоти місцевості на сніговий покрив
10.9. Вплив танення снігу на покрівлях
10.10. Схеми снігових навантажень і коефіцієнти μ

10.1. Розрахункові значення снігового навантаження.

Снігове навантаження є змінним, для якого встановлено три розрахункові значення:

- граничне розрахункове значення;
- експлуатаційне розрахункове значення;
- квазіпостійне розрахункове значення.

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття (конструкції) обчислюється за формулою

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C\,, \tag{10.1}$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаженням;

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження (в Па);

C – коефіцієнт, що визначається за формулою (10.4).

Експлуатаційне розрахункове значення обчислюється за формулою

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C\,, \tag{10.2}$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаженням;

S_0, C – те саме, що і в формулі (10.1).

Квазіпостійне розрахункове значення обчислюється за формулою

$$S_p = \left(0{,}4S_0 - \overline{S}\right)C\,, \tag{10.3}$$

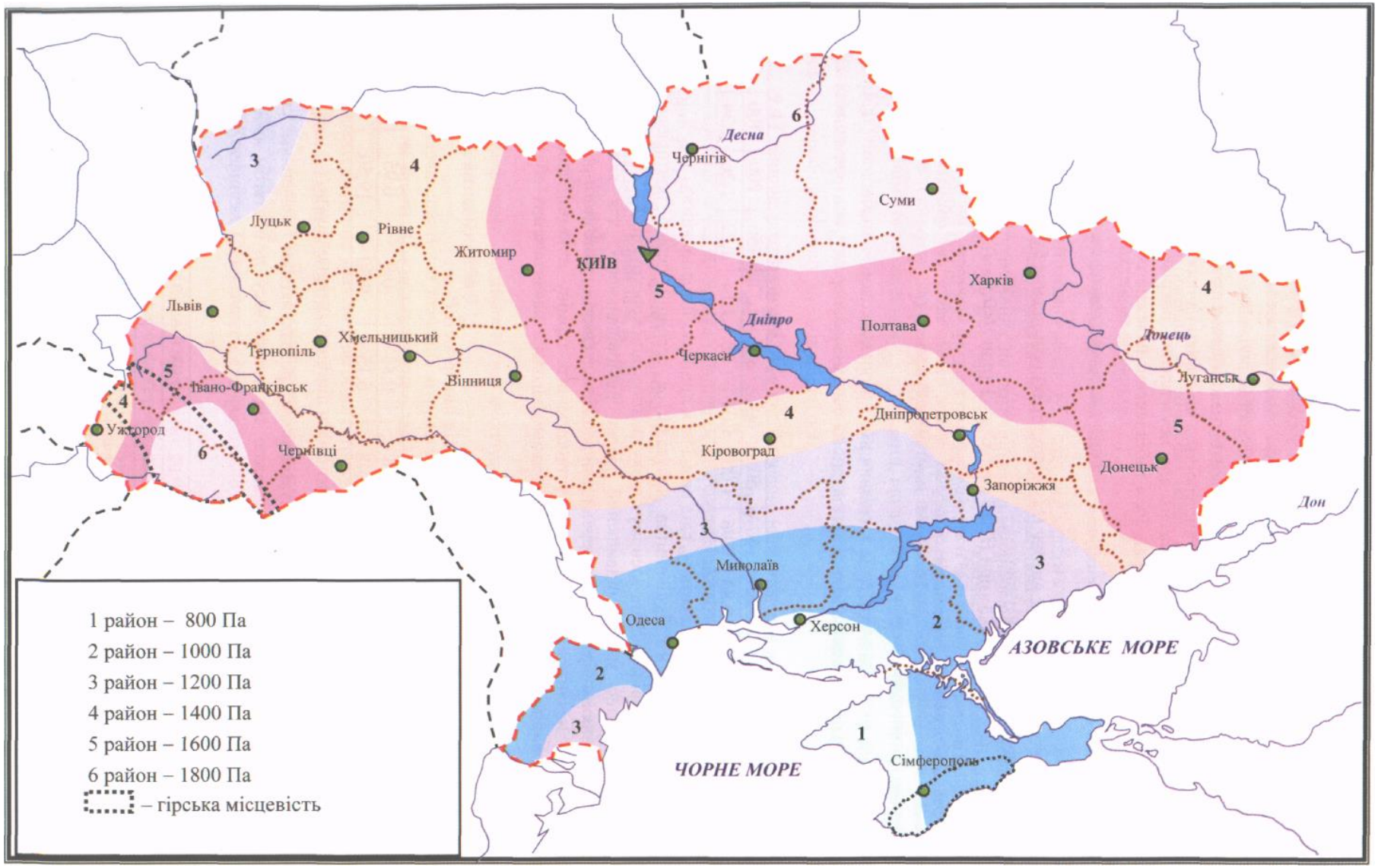


Рисунок 10.1. Карта районування території України за характеристичними значеннями ваги снігового покриву

де $\overline{S}$ =160 Па;

S_0, C – те саме, що і в формулі (10.1).

Характеристичне значення снігового навантаження S_0 (в Па) дорівнює вазі снігового покриву на 1 квадратний метр поверхні ґрунту, яке може бути перевищене у середньому один раз за 50 років.

Характеристичне значення снігового навантаження S_0 визначається залежно від снігового району по карті (рис. 10.1) або за додатком Е [1].

Примітка. *В необхідних випадках допускається визначати значення снігового навантаження S_0 шляхом статистичного оброблення результатів снігомірних зйомок.*

10.2. Коефіцієнти методики розрахунку снігового навантаження

Коефіцієнт *C* визначається за формулою

$$C = \mu C_e C_{alt}, \qquad (10.4)$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю;

C_e – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі;

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти.

Коефіцієнт μ визначається за додатком Ж [1] залежно від форми покрівлі і схеми розподілу снігового навантаження, при цьому проміжні значення коефіцієнта слід визначати лінійною інтерполяцією.

Примітка. У *тих випадках, коли більш несприятливі умови роботи елементів конструкцій виникають при частковому завантаженні, слід розглядати схеми зі сніговим навантаженням, що діє на половині або чверті прольоту (для покриттів з ліхтарями – на ділянках завширшки b). У необхідних випадках снігові навантаження слід визначати з урахуванням передбаченого подальшого розширення будівлі.*

Варіанти з підвищеними місцевими сніговими навантаженнями, наведені в додатку Ж, слід враховувати при розрахунку плит, настилів і прогонів покриттів, а також при розрахунку тих елементів несучих конструкцій (ферм, балок, колон тощо), для яких зазначені варіанти визначають розміри перерізів.

Примітка. *При розрахунках конструкцій допускається застосування спрощених схем снігових навантажень, еквівалентних за своєю дією схемам навантажень, наведеним у додатку Ж. При розрахунку рам і колон виробничих будівель допускається враховувати тільки рівномірний розподіл снігового навантаження, за винятком місць перепаду покриттів, де необхідно враховувати підвищене снігове навантаження.*

Детально визначення коефіцієнту μ для різних форм покрить викладено нижче в п. 10.10.

Коефіцієнт C_e враховує вплив особливостей режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі (очищення, танення тощо) і встановлюється завданням на проектування.

При визначенні снігових навантажень для неутеплених покрівель цехів з підвищеною тепловіддачею при ухилах покрівлі понад 3% і забезпеченні належного відводу талої води слід приймати $C_e = 0{,}8$.

Примітка. *При відсутності даних про режим експлуатації покрівлі коефіцієнт C_e допускається приймати таким, що дорівнює одиниці.*

Коефіцієнт C_{alt} враховує висоту H (у кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря і визначається за формулою

$$C_{alt} = 1{,}4H + 0{,}3 \text{ (при } H \geq 0{,}5 \text{ км)}; \; C_{alt} = 1 \text{ (при } H < 0{,}5 \text{ км)}. \quad (10.5)$$

Примітка. *Формула (10.5) використовується для об'єктів, розташованих у гірській місцевості, і дає орієнтовне значення в запас надійності. При наявності результатів снігомірних зйомок, проведених у зоні будівельного майданчика, характеристичне значення снігового навантаження визначається шляхом статистичного оброблення даних снігомірних зйомок і при цьому приймається $C_{alt} = 1$.*

10.3. Коефіцієнти надійності за значеннями снігового навантаження

Коефіцієнт надійності γ_{fm} за граничним розрахунковим значенням снігового навантаження визначається залежно від заданого середнього періоду повторюваності T за табл. 10.1.

Таблиця 10.1

Значення коефіцієнту надійності γ_{fm}

T, років	***1***	***5***	***10***	***20***	***40***	***50***	***60***	***80***	***100***	***150***	***200***	***300***	***500***
γ_{fm}	*0,24*	*0,55*	*0,69*	*0.83*	*0,96*	*1,00*	*1,04*	*1,10*	*1,14*	*1,22*	*1,26*	*1,34*	*1,44*

Проміжні значення коефіцієнта γ_{fm} слід визначати лінійною інтерполяцією.

Для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності T приймати таким, що дорівнює встановленому строку експлуатації конструкції T_{ef}.

Для об'єктів, що мають підвищений рівень відповідальності, для яких технічним завданням встановлена імовірність P неперевищення (забезпеченість) граничного розрахункового значення снігового навантаження протягом встановленого терміну служби, середній період повторюваності граничного розрахункового значення снігового навантаження обчислюється за формулою

$$T=T_{ef}\,K_p, \qquad (10.6)$$

де K_p – коефіцієнт, визначений за табл. 10.2 залежно від імовірності P.

Таблиця 10.2

Значення коефіцієнту P

P	***0,37***	***0,5***	***0,6***	***0,8***	***0,85***	***0,9***	***0,95***	***0,99***
K_p	*1,00*	*1,44*	*1,95*	*4,48*	*6,15*	*9,50*	*19,50*	*99,50*

Проміжні значення коефіцієнта K_p слід визначати лінійною інтерполяцією.

Коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням снігового навантаження визначається за табл. 10.3 залежно від частки часу η, протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану.

Таблиця 10.3

Значення коефіцієнту γ_{fe}

η	***0,002***	***0,005***	***0,01***	***0,02***	***0,03***	***0,04***	***0,05***	***0,1***
γ_{fe}	*0,88*	*0,74*	*0,62*	*0,49*	*0,40*	*0,34*	*0,28*	*0,10*

Проміжні значення коефіцієнта γ_{fe} слід визначати лінійною інтерполяцією.

Значення η приймається за нормами проектування конструкцій або встановлюється завданням на проектування залежно від їхнього призначення, відповідальності та наслідків виходу за граничний стан. Для об'єктів масового будівництва допускається приймати η = 0,02.

10.4. Імовірнісне обґрунтування норм снігового навантаження

Розробці і виходу у світ Державних норм України ДБН В.1.2-2006 «Навантаження і впливи» [1] у частині снігових навантажень передували багаторічні роботи українських дослідників, у тому числі А.В. Перельмутера і М.А. Микитаренко (ВАТ УкрНИИПроектсталькострукция імені В.М. Шимановского), В.А. Пашинського, С.Ф. Пічугіна, Ю.В. Дрижирука (Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка), Р.І. Кінаша (ДУ «Львівська Політехніка») та ін. [3, 4, 5, 7].

Для статистичного дослідження і нормування снігового навантаження були використані результати снігових зйомок, виконаних на 222 метеостанціях і постах України упродовж 1950…1990 років з тривалістю кліматичних рядів від 21 до 35 років. Розміщення пунктів спостережень досить рівномірне по території: відстань між найближчими з них складає 30…60 км. В цілому для нормування снігового навантаження України була використана представницька вибірка з більше 100 тисяч результатів снігових зйомок.

Отримані результати свідчать про значну територіальну мінливість снігового навантаження, що істотно відрізняється від його нормування за СНиП, згідно з якими практично уся територія України відносилася до самих малосніжних I (S_0 = 0,5 кПа) і II (S_0 = 0,7 кПа) снігових районів. Між тим експериментально обґрунтовані розрахункові значення снігового навантаження, що відповідають базовому середньому періоду повторюваності T = 50 років, змінюються від 0,76 кПа для Херсонської області і Криму до 1,79 кПа в північно-східних регіонах України. Привертають увагу досить високі значення (1,20…1,80 кПа) снігового навантаження, зареєстровані на деяких південних метеостанціях. Аналіз дослідних даних, крім того, підтвердив, що в Україні бувають особливо багатосніжні зими, наприклад, в 1963-64, 1966-67 і 1986-87 рр. В окремих пунктах при цьому найбільша вага снігового покриву перевищувала 2,0 кПа, який проте не випадав із загальної сукупності річних максимумів (див. аналіз міжрічної мінливості снігового навантаження в п. 10.6). Наявність таких значень, що виділяються, призводить до збільшення коефіцієнта варіації вибірок річних максимумів і відповідного зростання розрахункових значень снігового навантаження.

Територіальне районування України по характеристичних значеннях ваги снігового покриву включає шість територіальних районів з розрахунковими характеристичними значеннями від 0,8 до 1,8 кПа (рис. 10.1). Запаси районування, закладені в розроблену карту, можна проаналізувати за допомогою порівняння фактичних значень для кожної метеостанції з відповідними районними значеннями. При цьому виявляється, що фактичні розрахункові навантаження перевищують районні не більше, ніж на 12 %, для 21 % метеостанцій. При цьому внаслідок необхідного узагальнення розрахункові значення збільшилися в середньому на 16,4 % і в окремих випадках перевищують фактичні навантаження на 50 %. Такі відхилення є природним результатом процедури згладжування, яка наближає дані окремих метеостанцій до загального рівня, обумовленого впливом макрометеорологічних чинників, і в деякій мірі компенсує випадкові помилки обчислень розрахункових значень за даними окремих метеостанцій.

Для переходу від базового періоду повторюваності T = 50 років до інших значень T (в роках) обґрунтована залежність, узагальнена для

території України, для коефіцієнта надійності по граничному розрахунковому значенню снігового навантаження:

$$\gamma_{fm} = 0{,}24 + 0{,}45 \lg T\,. \qquad (10.7)$$

У тексті ДБН ця залежність дана в табличній формі (таблиця 10.1).

У нормах ДБН [1] прийнято, що експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження S_e залежить від частки часу η, упродовж якого воно може перевищуватися. За даними 64 метеостанцій України були підраховані експлуатаційні розрахункові значення снігового навантаження S_e, залежні від географічного району і від частки терміну служби конструкції η [3]. Цей коефіцієнт може визначатися по одній з чисельно близьких формул:

$$\gamma_{fe} = 2 \cdot \sqrt[3]{-\lg \eta} - 1{,}9, \qquad \gamma_{fe} = -0{,}48 \lg \eta - 0{,}36. \qquad (10.8)$$

Можна також користуватися відповідною таблицею ДБН (см вище таблицю 10.3), побудованою по формулах (10.8).

Квазіпостійне розрахункове значення змінного снігового навантаження повинне використовуватися для конструкцій, що знаходяться в умовах тривалих реологічних процесів. В цьому випадку, згідно із загальними положеннями нормування навантажень [1], це значення має бути еквівалентним по впливу на конструкцію реальному процесу навантаження. Аналіз даних 64 українських метеостанцій дозволив обійтися без окремої карти для значень S_p за допомогою введення в ДБН досить простої залежності (10.3) від характеристичного значення S_0 [3], Зауважимо тут, що нормами СНиП, що діяли раніше, тривала складова снігового навантаження була встановлена тільки для III снігового району, який займає незначну територію на північному сході України. Тут тривала снігова складова дорівнює 0,42…0,46 кПа. По нормах ДБН квазіпостійне значення снігового навантаження для цієї ж території, віднесеної до 6-го снігового району, дорівнює 0,56 кПа. Таким чином, регламентоване ДБН районування розрахункових значень S_p, як і описане вище районування граничних розрахункових значень снігового навантаження, забезпечує запас надійності конструкцій в порівнянні з нормами СНиП.

Вже після виходу ДБН з'явилися обґрунтовані пропозиції (Р.І. Кінаш, Я.С. Гук [9]) по детальнішому сніговому районуванню гірського Карпатського регіону (у межах Закарпатської області) з введенням додаткових 5 районів (з 7-го по 11-ий) з характеристичними сніговими навантаженнями в інтервалі 2,2…4,0 кПа.

10.5. Ефект застосування норм ДБН

Слід підкреслити, що включені в ДБН [1] граничні розрахункові значення снігового навантаження у більшості випадків перевищують відповідні значення, встановлені СНиП. З одного боку, це призводить до збільшення поперечних перерізів і матеріаломісткості несучих конструкцій покриттів, проте з іншої – до підвищення рівня їх надійності. Як приклад, в монографії [3] приведений порівняльний аналіз рівня надійності, конструктивних і економічних показників несучих конструкцій легких покриттів, запроектованих на дію снігового навантаження з СНиП 2.01.07-85 і по ДБН [1].

Необхідні показники встановлені шляхом експериментального проектування трикутних сталевих ферм покриття під покрівлю з хвилястих азбестоцементних листів по сталевих прогонах. Ферми запроектовані для території України на постійне розрахункове навантаження 0,4 кПа і снігові навантаження, що відповідають географічному району. При проектуванні по ДБН граничні розрахункові значення снігового навантаження визначені по формулі (10.1) при $C = 1$ для чотирьох термінів служби: 10, 25, 50 і 100 років. З урахуванням вказаних п'яти варіантів і 25 регіонів України усього розглянуто 125 ферм. Результати проектування по ДБН для терміну служби $T = 10$ років близькі до СНиП, зі збільшенням терміну служби металоємність ферм зростає. При цьому помітне збільшення розрахункових значень снігового навантаження призводить до дещо меншого зростання матеріаломісткості. Так, наприклад, при $T = 50$ років розрахункові значення снігового навантаження в середньому зростають на 58 %, а маса ферм – всього на 22%. Це пояснюється незмінністю постійного навантаження, розмірів більшості фасонок і ряду стержнів, підібраних по граничній гнучкості.

Були визначені також імовірності відмови $Q(T)$ усіх запроектованих ферм впродовж термінів служби $T = 10$, 25, 50 і 100 років. Як і очікувалося, імовірність відмови ферм, запроектованих на снігове навантаження за СНиП, мають значний розкид по областях України і істотно зростають зі збільшенням терміну служби ($Q(T) = 0{,}06…0{,}61$ при $T = 50$ років). Це цілком логічно, бо ці ферми проектувалися з урахуванням снігових навантажень, незалежних від терміну служби. Отримані оцінки свідчать про недостатню надійність кроквяних конструкцій, в розрахунках яких враховувалися снігові нормативи СНиП. Ферми, запроектовані по ДБН [1], мають стабільніші показники надійності, що свідчить про більш детальне і точне територіальне районування характеристичних значень снігового навантаження в ДБН. Так, при збільшенні терміну служби ферм до $T = 50$ років імовірність їх відмови знаходиться в межах від 0,01 до 0,06, що цілком відповідає необхідному рівню надійності масових конструкцій.

Очевидно, що збільшення матеріаломісткості і вартості несучих конструкцій внаслідок впровадження нових норм снігового навантаження повинне компенсуватися передусім соціальним ефектом безаварійної експлуатації несучих конструкцій. Крім того, про доцільність впровадження нових норм снігового навантаження свідчить певний економічний ефект. У основу його обчислення було покладено порівняння оптових цін ферм, запроектованих по СНиП і ДБН, збільшених пропорційно імовірності відмови цих ферм. Незважаючи на підвищення маси ферм, позитивний економічний ефект від зростання їх надійності спостерігається практично для усієї території України, він зростає зі збільшенням терміну служби ферм і при T = 50 років в середньому по території України досягає 16%.

Слід зазначити, що застосований підхід враховував лише вартість ферм з урахуванням необхідних замін внаслідок імовірних відмов. При цьому не враховувалися витрати на демонтаж аварійних конструкцій, роботи по монтажу нових ферм, збитки від простоїв виробництва і втрати знищеного устаткування у разі реальної відмови. Тому отримані значення економічного ефекту слід вважати орієнтовною оцінкою знизу. Реальний економічний ефект від підвищення надійності ферм, запроектованих на підвищенні значення снігових навантажень, має бути значно більшим.

10.6. Аналіз міжрічної мінливості снігового навантаження.

Об'єктивна оцінка і обґрунтований багаторічний прогноз снігового навантаження повинні враховувати наявність (чи відсутність) багаторічного тренду ваги снігового покриву. Зокрема, на території України іноді спостерігаються особливо багатосніжні зими, що потребувало проаналізувати міжрічну мінливість снігового навантаження з урахуванням частоти і дат виникнення таких зим.

Корисну узагальнену інформацію з цього питання для території України дає Р.І. Кінаш в монографії [4], де наводяться дані по зміні в часі середнього по Україні снігового навантаження з 1933 по 1996 рік (рис. 10.2).

Як видно на графіці, упродовж усього вказаного досить великого періоду часу значення середньою по регіону снігового навантаження коливаються в межах від 200 до 400 Па, не проявляючи виразної тенденції до загального зростання або спаду. Помітні відхилення за ці межі пояснюються малою кількістю спостережень в окремі роки, тобто недостатньою репрезентативністю даних. Тому обґрунтовується висновок про те, що багаторічний процес снігового навантаження в Україні є стаціонарним. Більше того, на прикладі незмінності снігового навантаження за останні 60 років висловлюється думка про те, що

побоювання глобальних змін клімату, пов'язаних з потеплінням, являються занадто перебільшеними.

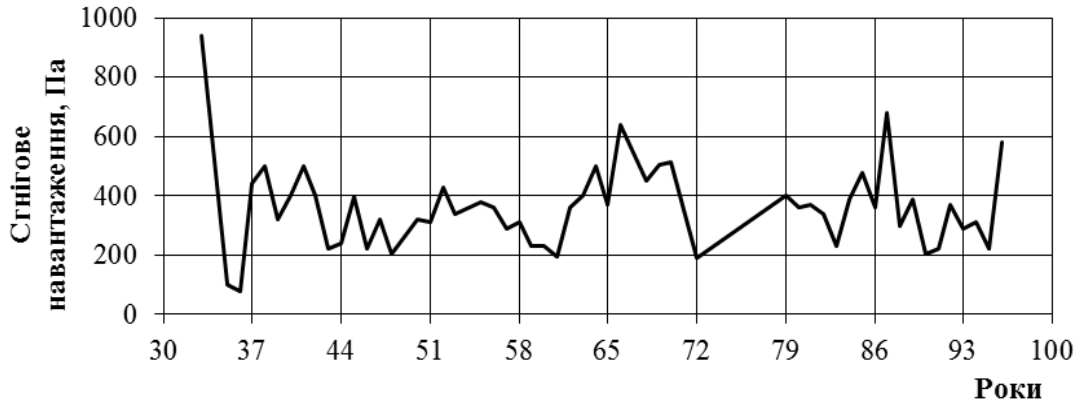


Рис.10.2. Середнє в Україні снігове навантаження по роках спостережень

Між тим, метеорологи відмічають, що за останнє століття середньорічна температура в Україні виросла на 0,7 градуса, а середня температура холодного періоду підвищилася на два градуси. Тенденція до потепління, яка посилилася на початку 80-х років минулого століття, зберігається. По прийнятих у світі сценаріях (як правило, це англійський і американський сценарії зміни кліматичних умов на Землі), в найближчі 20 років, у зв'язку з наростанням в атмосфері кількості вуглецевого газу, середньорічна температура в Україні зростатиме на 1…1,5 градуса. У зв'язку з цим зими в цьому регіоні залишатимуться нестійкими, малосніжними, з різкими перепадами температур на протязі року. Можливо, що у ряді районів України сніговий покрив може стати рідкістю, що не виключає появи надмірних снігових відкладень в окремі роки.

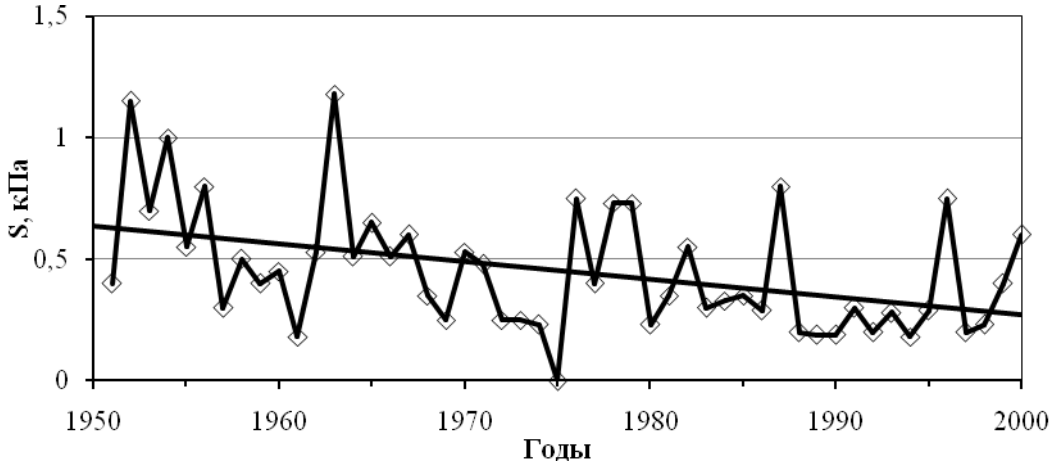


Рис. 10.3. Тренд річних максимумів снігового навантаження на ґрунті (метеостанція Жешув, Польща)

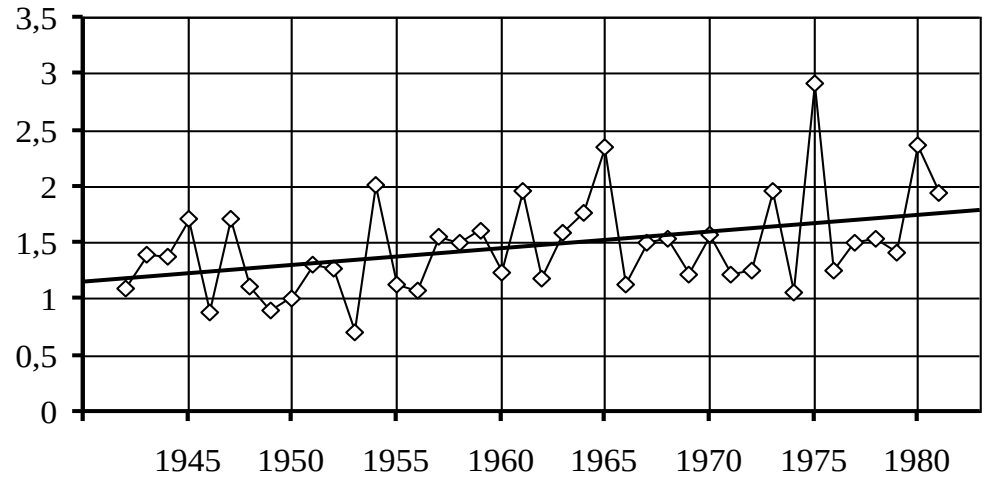


Рис. 10.4. Тренд річних максимумів снігового навантаження (Ленінградська область, Росія])

Подібний сценарій підтверджує аналіз багаторічних даних для території Польщі, який виявив деякий негативний тренд (зменшення) середніх значень річних максимумів снігового навантаження за даними 38 метеостанцій з 47 досліджених (рис. 10.3), хоча на 9 метеостанціях виявлений тренд мав протилежний напрям. На метеостанціях Японії, де регулярні спостереження проводяться на протязі 110…120 років, багаторічні ряди спостережень виявляють чітку тенденцію підвищення середньо зимових температур, що підтверджує тезу про глобальне потепління. Разом з цим, чітко простежуються 11-річні цикли зміни висоти снігового покриву на островах Японії.

Між тим у ряді районів Росії в другій половині XX ст. спостерігався помітний позитивний тренд снігових навантажень (рис. 10.4). Оскільки кліматологи прогнозують потепління клімату до 2050 р. і далі, є припущення, що прогнозовані максимальні снігові навантаження, зокрема в північно-західному регіоні Європейської частини Росії, зростуть на 25…35 %.

10.7. Загальноєвропейські норми Єврокод

В нормах Єврокод [6] базовим є характеристичне значення снігового навантаження. Це значення, позначене як S_k, дорівнює, як і в ДБН, вазі снігового покриву на 1 м^2 поверхні землі, який може щорічно перевищуватися з вірогідністю 0,02 (чи в середньому один раз в 50 років). Ці значення визначаються по картах територіального районування держав-членів європейського співтовариства, приклад якої наведені на рис. 10.6. Європейська снігова карта (European Ground Snow Load Map) поділена на 9 однорідних кліматичних районів (рис. 10.5), до яких приєднані також карти Чехії, Ісландії і Польщі. Кожен з регіонів розділений на зони, для

яких на картах приведені характеристичні значення на рівні моря (висота над рівнем моря $A = 0$). Для переходу до конкретного місця будівництва рекомендується коригуюча формула наступного загального вигляду:

$$S_k = (aZ + b)\left[1 + \left(\frac{A}{c}\right)^2\right], \qquad (10.9)$$

де Z – номер зони на карті відповідного регіону; a, b, c – числові множники, індивідуальні для кожного регіону.

Зокрема, для Центрально-східного регіону формула (10.9) набуває вигляду

$$S_k = (0{,}264Z - 0{,}002)\left[1 + \left(\frac{A}{256}\right)^2\right]$$

Детальний розгляд нормування снігового навантаження за Єврокодом наведений у статті [5].

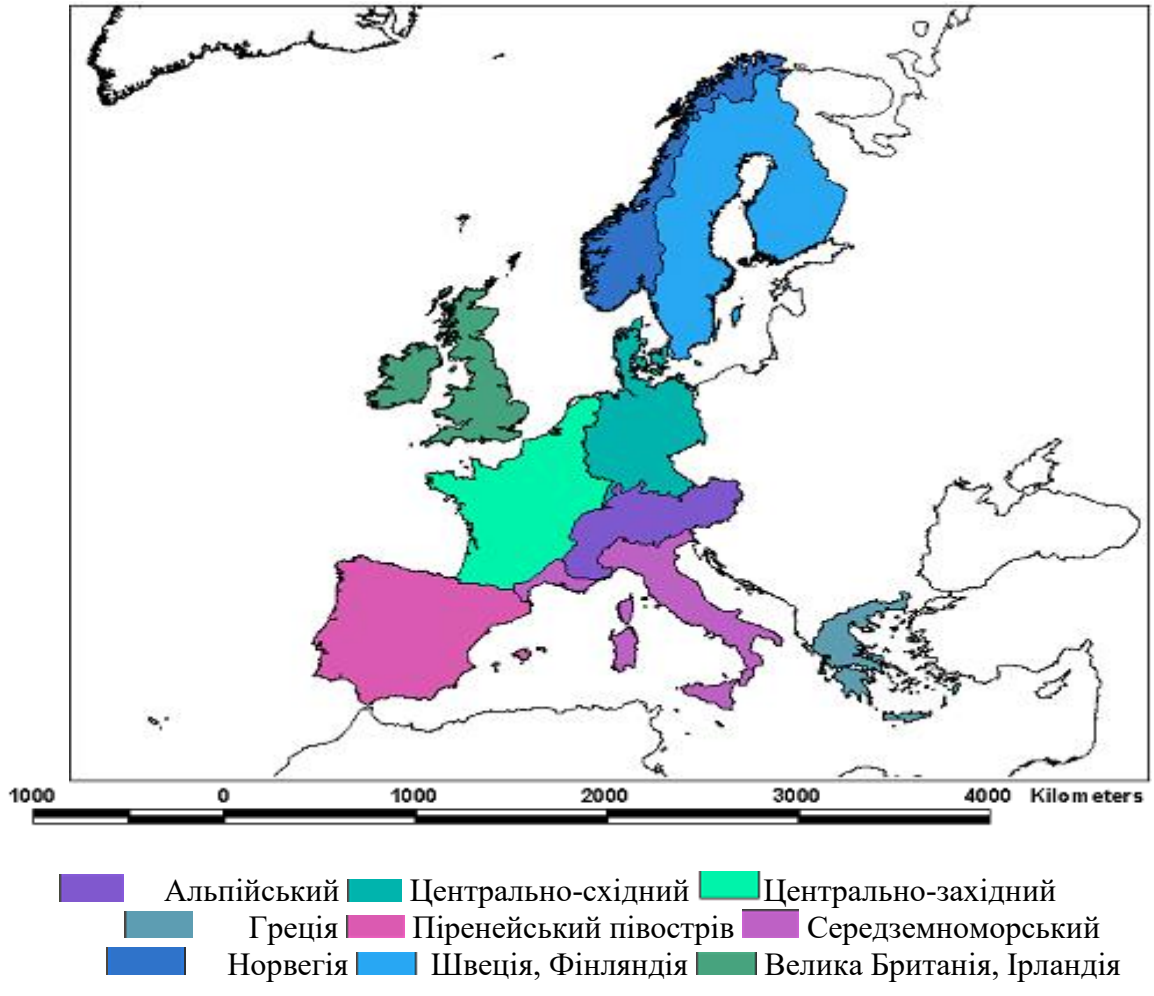


Рис. 10.5. Карта снігових районів по Єврокоду

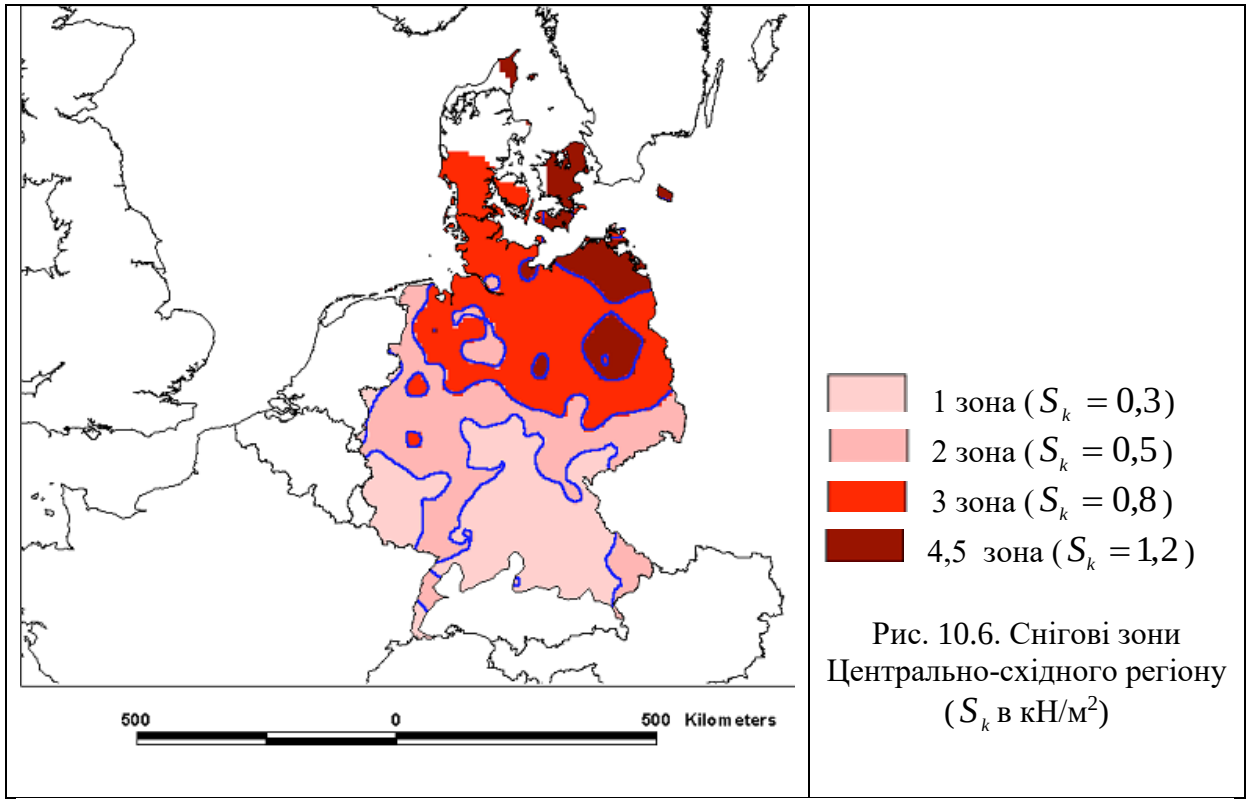


Рис. 10.6. Снігові зони Центрально-східного регіону (S_k в кН/м^2)

10.8. Вплив абсолютної висоти місцевості на сніговий покрив

У гірських районах абсолютна (географічна) висота зазвичай вважається визначальним чинником в процесі розподілу снігового покриву. Це пов'язано з тим, що є залежність між пониженням температури зі збільшенням висоти і відповідним зменшенням втрат на танення. Крім того, абсолютна вологість повітря, необхідна для випадання опадів, зі збільшенням висоти зменшується.

За даними кліматологів, зростання середньої щільності снігу (і відповідно снігового навантаження на ґрунт) на 100 м висоти досягає 0,02 г/см^3 внаслідок того, що із зростанням абсолютної висоти збільшується висота снігового покриву.

На думку ряду дослідників, на окремих ділянках місцевості в певному висотному інтервалі може бути виявлена лінійна залежність між акумуляцією снігу, що визначає снігове навантаження, і абсолютними висотами. Зокрема, Р.І. Кінаш на основі обробки метеоданих для району Українських Карпат дійшов висновку, що до висот 700 м снігове навантаження не залежить від висоти місцевості, а для висот 700…1600 м воно росте лінійно з коефіцієнтом пропорціональності 0,292, який зв'язує висоту (у метрах) з навантаженням (у кілограмах на квадратний метр) [4].

Рекомендацію орієнтовного характеру для висот, що перевищують 400 м, дав В.А. Пашинський [3] у наступній формі:

$$S_H = S_0 + 0,0029\left(H - 400\right), \qquad (10.10)$$

де H – висота над рівнем моря(у м); S_0 – розрахункове снігове навантаження для рівнинної місцевості (у Па); S_H – розрахункове снігове навантаження для місцевості з висотою H над рівнем моря.

У дещо іншій формі (10.5) ця рекомендація ввійшла у ДБН [1].

Приведені залежності дещо відрізняються від рекомендацій польських норм [4], які для Карпатської гірської зони Польщі регламентують зв'язок між висотою і сніговим навантаженням в наступному вигляді:

$$S_H\left(кН/м^2\right) = 0,003H\left(м\right). \qquad (10.11)$$

Залежність(10.8) поширюється на діапазон висот 300…1000 м, для великих висот снігове навантаження встановлюється індивідуально.

Німецькі дослідники приводять для середньої Європи емпіричну залежність від географічної висоти для середнього значення річних максимумів висоти снігового покриву:

$$m_H = AB^H, \qquad (10.12)$$

де H – висота місцевості над рівнем моря (м); A і B – коефіцієнти, залежні від кліматичних умов:

- для прибережних районів A = 0,25; B = 1,000875;
- для внутрішніх районів A = 0,25; B = 1,000202;
- для гірських районів A = 0,25; B = 1,001919.

10.9. Вплив танення снігу на покрівлях

Сніговий покрив на поверхні покрівлі знаходиться в різних температурних умовах по висоті. Верхній шар перебуває під впливом зовнішнього повітря, що має температуру, що безперервно міняється. Нижній шар контактує з покрівлею, що має в зимовий час більш високу і стійку температуру. Під впливом температурного градієнта, обумовленого різницею температур шару снігу і зовнішнього повітря, відбувається танення снігу.

Досить часто утеплена покрівля над опалюваною будівлею має недостатній опір теплопередачі. При цьому танення снігу на дахах обумовлюється наявністю тепловтрат через дах, тепло від обігріваючих кабелів, мережі парового опалювання і отворів вентиляційних колодязів. Оскільки теплопровідність снігу зазвичай мала, то сніг на дахах будівель,

що обігріваються, сприяє зменшенню їх тепловтрат. Зі збільшенням товщини снігового покриву нульова ізотерма зміщуватиметься в товщу снігу, що призведе до танення на межі між верхньою поверхнею покрівлі і снігом. Товщина шару снігу зменшується до тих пір, поки нульова ізотерма не повернеться в межі покрівлі. Новий снігопад покращує теплоізоляційну здатність снігового шару, нульова ізотерма переміщається в сніг і знову починається підтавання, поки товщина снігу не стабілізується на величині, не здатній ізолювати поверхню покриття від мінусової температури.

Розглянемо випадок, коли танення снігу відбувається внаслідок того, що температура на межі верхньої поверхні покрівлі рівна або вище 0˚С. Мінімальна (критична) висота снігового покриву, яка відповідає цій умові, визначається як [8]

$$h_{CH} \geq \lambda_{CH}\left[-\frac{t_3}{t_B}\left(R_T + R_B\right) - R_3\right], \qquad (10.13)$$

де t_B – температура усередині приміщення; t_3 – температура зовнішнього повітря; R_B – опір тепло сприйняттю від внутрішнього повітря; R_T – термічний опір покриття; R_3 – опір тепловіддачі зовнішньому повітрю; λ_{CH} – коефіцієнт теплопровідності снігового покриву; для свіжого сухого снігу λ_{CH} = 0,07 ккал/м-г-град.

Рис. 10.7. Сніговий покрив на тепловиділяючій покрівлі

З цієї формули видно, що з пониженням температури зовнішнього повітря критична висота снігового покриву підвищується. В той же час підвищення температури внутрішнього повітря знижує критичну висоту снігового покриву. Критична висота снігу залежить також від термічного опору покриття: при поліпшенні теплотехнічних якостей матеріалів покриття підвищується вірогідність снігонакопичення більшої висоти.

Підтвердили приведені міркування натурні спостереження за сніговим покривом на покрівлях ПолтНТУ. На покрівлі одного з учбових корпусів систематично спостерігався низький рівень снігу, прошарок льоду і велика кількість бурульок в районі розжелобка покрівлі (рис. 10.7). Покриття корпусу включало ребристу залізобетонну плиту товщиною 30 мм, шар керамзитового утеплювача завтовшки 220 мм і рулонну покрівлю (50 мм). Безпосередніми вимірами було встановлено, що температура повітря усередині приміщення складала +15ºС, зовні - 8 ºС (у лютому). При цьому відповідна критична висота снігового покриву дорівнювала 15 см, відповідно до формули (10.13). Отримана висота відповідає результатам снігомірних спостережень, згідно з якими в лютому 2010 г максимальна висота снігового покриву на покритті даного корпусу складала 11…15 см, тоді як на більше утеплених покриттях інших корпусів значення висоти мінялися від 18 до 25 см Наведений приклад показує, що формула (10.10) досить повно враховує процес підтавання снігу на покритті внаслідок тепловтрат і характер відкладення снігу на покрівлі (рис. 10.7).

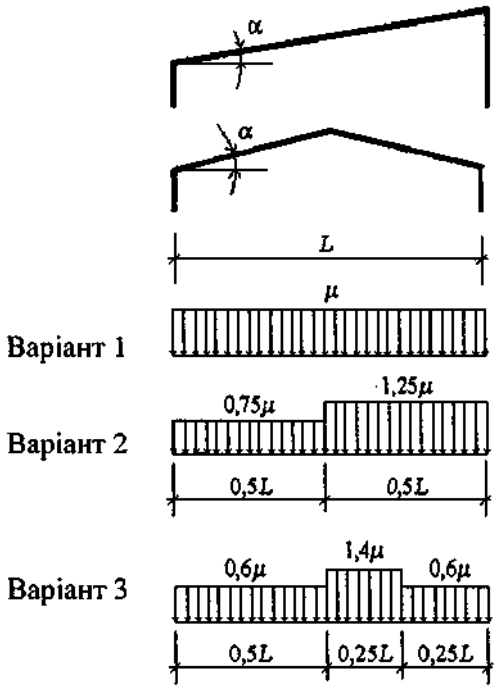
На основі проведених в ПолтНТУ досліджень [8] була встановлена залежність коефіцієнта режиму експлуатації покриття C_e від його термічного опору R та характеристичного значення снігового навантаження S_0, яка відображена досить простою аналітичною формулою й дозволяє диференціювати значення C_e залежно від вказаних параметрів:

$$C_e = 1 - 0{,}00022\, S_0 \times exp(-0{,}6R). \qquad (10.14)$$

Виконані розрахунки за розробленою методикою нормування коефіцієнта режиму експлуатації покрівлі для різних варіантів покриття в умовах різних регіонів України показали, що значення C_e змінюється в межах 0,6…1,0. У більшості випадків для неутеплених покриттів із термічним опором $R_n < 0{,}5$ (м^2·°С)/Вт коефіцієнт C_e є меншим, ніж рекомендоване діючими нормами значення 0,8. Найбільший вплив коефіцієнт режиму експлуатації має при розрахунку легких неутеплених покриттів, власна вага яких є значно меншою від величини снігового навантаження. Застосування уточненого значення C_e дає економію витрат сталі від 5 до 30%.

10.10. Схеми снігових навантажень і коефіцієнти μ (дод. Ж ДБН [1])

Схема 1. Будинки з односхилими та двосхилими покриттями

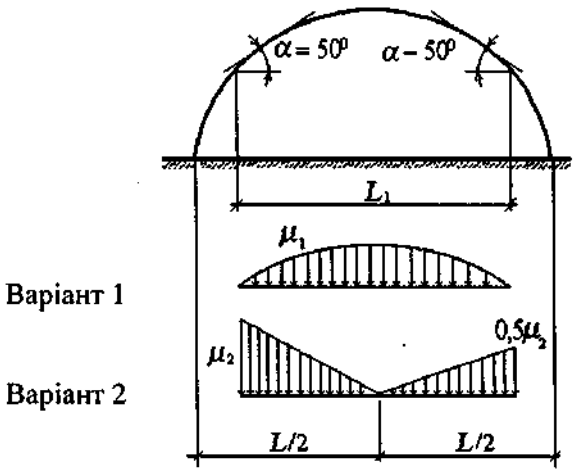


$\mu = 1$ при $\alpha \le 25^0$; $\mu = 0$ при $\alpha > 60^0$.

Варіанти 2 і 3 слід враховувати для будинків із двосхилими покриттями (профіль б), при цьому варіант 2 – при $20^0 \le \alpha \le 30^0$, а варіант 3 – при $10^0 \le \alpha \le 30^0$ тільки при наявності ходових містків або аераційних пристроїв по гребню покрівлі.

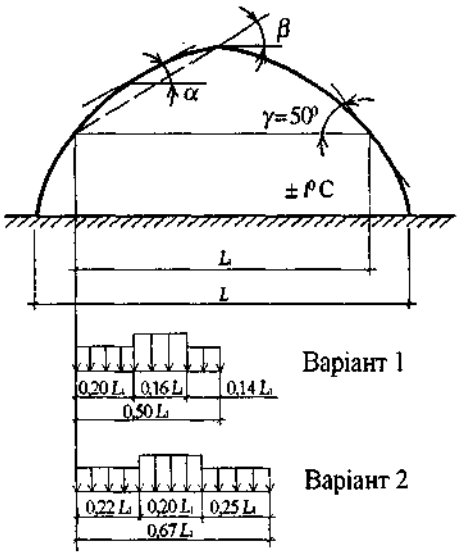
Рис. 10.8. Снігове навантаження на похилих покриттях

Схема 2. Будинки зі склепінчастими та близькими до них за обрисом покриттями



$\mu_1 = \cos 1{,}8\alpha$; $\mu_2 = 2{,}4\sin 1{,}4\alpha$, де α – кут нахилу покриття, град

Схема 2'. Покриття у вигляді стрілчастих арок



Варіант 1 застосовується для будівель без ходового містка.

Варіант 2 застосовується для будівель з ходовим містком.

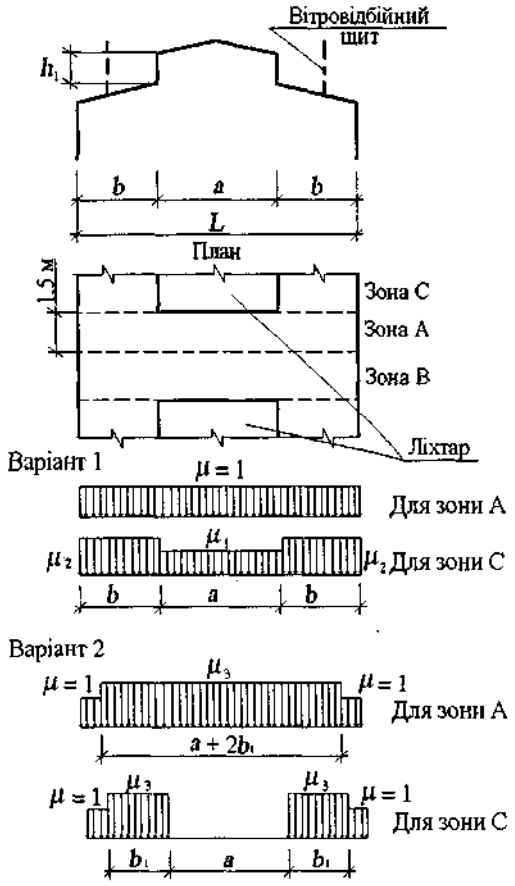
При холодній покрівлі і холодному режимі всередині будівлі (–t °С): μ_1=1,35; μ_2=1,75.

При холодній покрівлі і теплому режимі в будівлі (+t °С): μ_1=2,1; μ_2=2,2.

При $\beta \geq 20°$ необхідно використовувати схему 1б, приймаючи $L = L_1$.

Рис. 10.9. Незбалансоване снігове навантаження на склепінчасте покриття (підземний перехід «Злато місто» в м. Полтава)

Схема 3. Будівлі з поздовжніми ліхтарями, закритими зверху



μ_1=0,8; $\mu_2 = 1 + 0{,}1a/b$; $\mu_3 = 1 + 0{,}5a/b_1$

але не більш як

4,0 – для ферм і балок при нормативному значенні ваги покриття 1,5 кПа і менше;

2,5 – для ферм і балок при нормативному значенні ваги покриття понад 1,5 кПа;

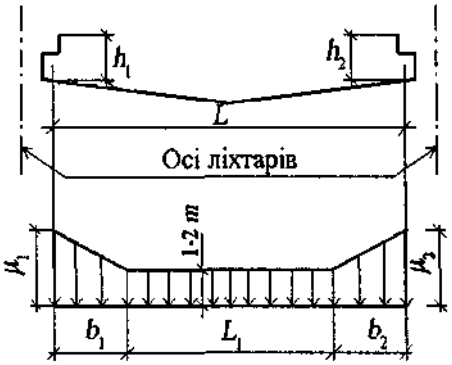
2,0 – для залізобетонних плит покриття прольотом 6 м і менше і для сталевого профільованого настилу;

2,5 – для залізобетонних плит прольотом більш як 6 м, а також для прогонів незалежно від прольоту;

$b_1 = h_1$ але не більш як b.

При визначенні навантаження біля торця ліхтаря для зони В значення коефіцієнта μ в обох варіантах слід приймати таким, що дорівнює 1,0.

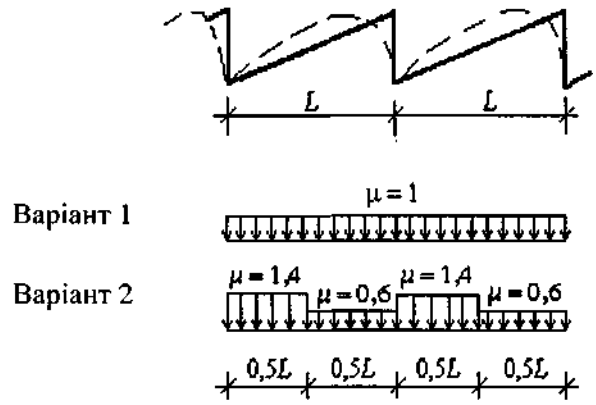
Схема 3'. Будівлі з поздовжніми ліхтарями, відкритими зверху



$$\mu_1 = 1 + m\left(2 + \frac{L_1}{h_1}\right);\ \mu_2 = 1 + m\left(2 + \frac{L_1}{h_2}\right).$$

Значення b (b_1, b_2) і m слід визначати згідно з вказівками до схеми 8; проліт L приймається таким, що дорівнює відстані між верхніми кромками ліхтарів.

Схема 4. Шедові покриття



Схеми слід застосовувати для шедових покриттів, у тому числі з похилим заскленням і склепінчастим обрисом покрівлі.

Рис. 10.10. Відкладення снігу в єндовах покрівель

Схема 5. Дво- і багатопролітні будівлі з двосхилими покриттями

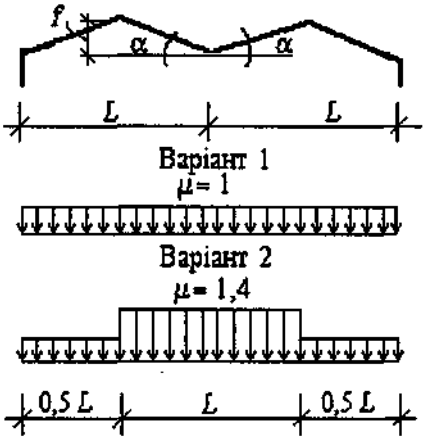
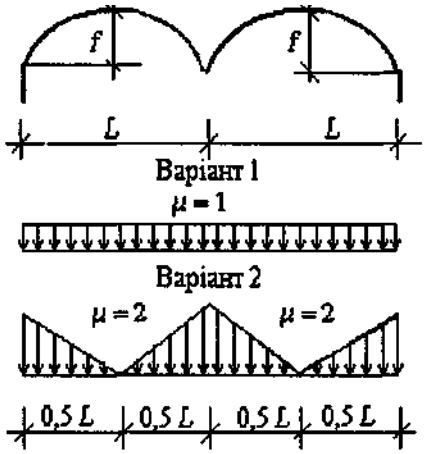
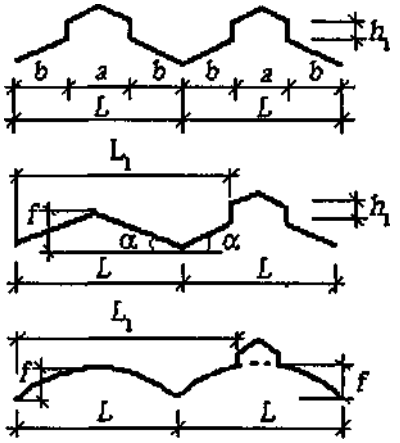


Схема 6. Дво- і багатопролітні будівлі зі склепінчастими і близькими до них за обрисами покриттями



Варіант 2 слід враховувати при $f/L > 0{,}1$.

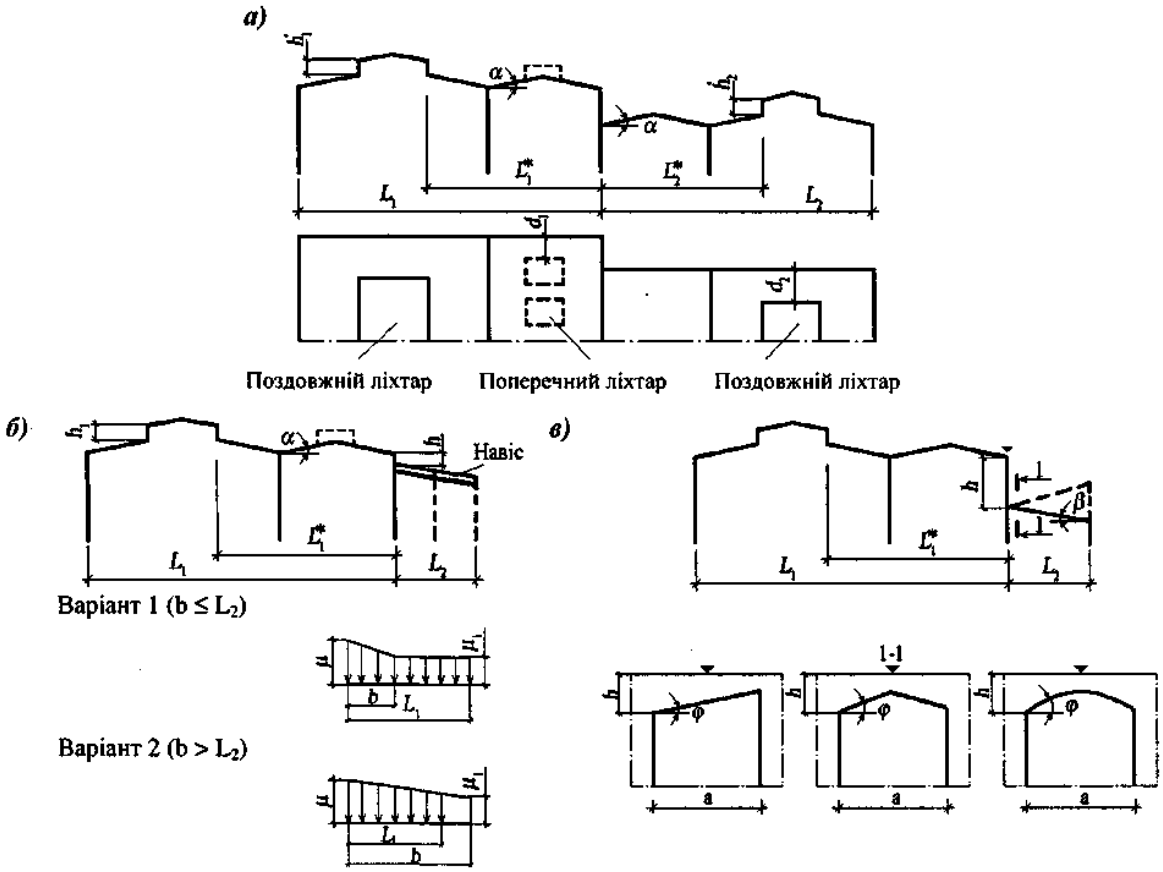
Схема 7. Дво- і багатопролітні будівлі з двосхилими і склепінчастими покриттями з поздовжнім ліхтарем



Коефіцієнт μ слід приймати для прольотів з ліхтарем відповідно до варіантів 1 і 2 схеми 3, для прольотів без ліхтаря – з варіантами 1 і 2 схем 5 і 6.

Для плоских двосхилих ($\alpha \le 15^0$) і склепінчастих ($f/L<0{,}1$) покриттів при $L_1 > 48$ м слід враховувати місцеве підвищене навантаження, як біля перепадів (див. схему 8).

Схема 8. Будівлі з перепадом висоти



Коефіцієнт μ слід приймати таким, що дорівнює

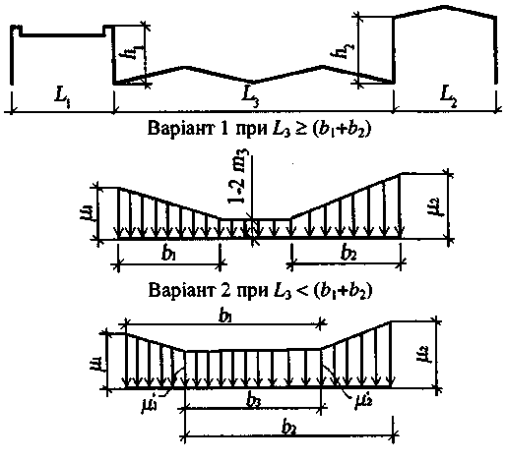
$$\mu = 1 + \frac{1}{h}\left(m_1 L' + m_2 L_2'\right),$$

де h – висота перепаду, м, яка відлічується від карниза верхнього покриття до покрівлі нижнього і при значенні більш як 8 м приймається при визначенні μ такою, що дорівнює 8 м;

L_1', L_2' – довжини верхньої (L_1') і нижньої (L_2') ділянок покриття, з яких переноситься сніг у зону перепаду висот, м;

m_1, m_2 – частки снігу, що переносяться вітром до перепаду висот

Схема 9. Будівлі з двома перепадами висоти



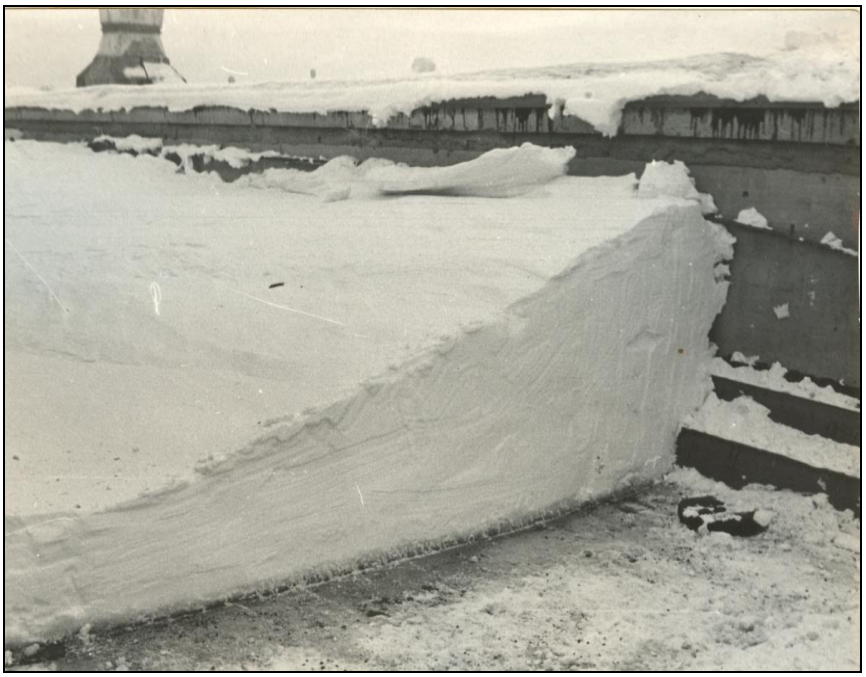


Рис.10.11. Відкладення снігу у перепадів висот покрівлі (снігові мішки).

Схема 11. Ділянки покриттів, що примикають до вентиляційних шахт, які вивищуються над покрівлею, та інші надбудови

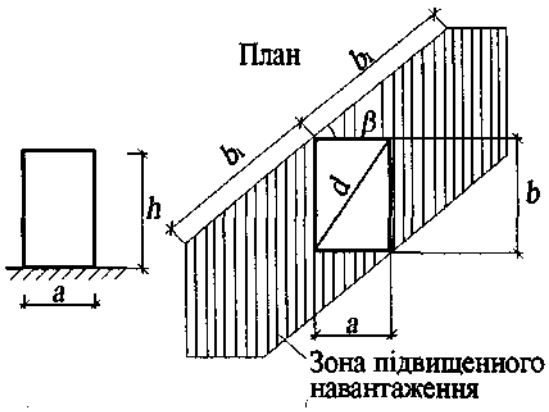
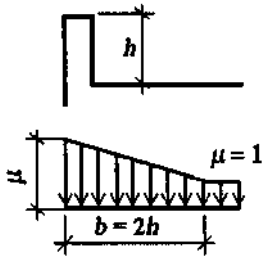


Схема стосується ділянок з надбудовами з діагоналлю основи не більш як 15 м. Залежно від конструкції, що розраховується (плит покриття, підкроквяних і кроквяних конструкцій), необхідно враховувати найбільш несприятливе розташування зони підвищеного навантаження (при довільному куті β).

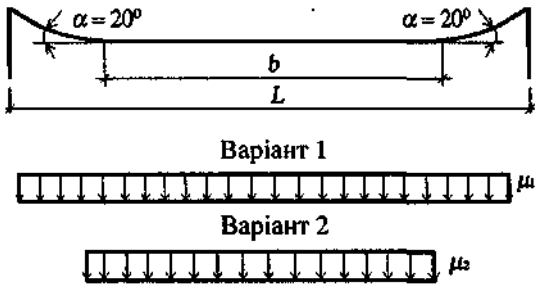
Схема 10. Покриття з парапетами



Схему слід застосовувати при $h > \frac{S_0}{2}$ (h – в м; S_0 – в кПа);

$\mu = \frac{2h}{S_0}$, але не більш як 3.

Схема 12. Висячі покриття циліндричної форми



$$\mu_1 = 1; \qquad \mu_1 = \frac{l}{b}.$$

Рис. 10.12. Характерні приклади зависання снігу на карнизах покрівель

Література

1. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. – К.: Мінбуд України, 2006. – 60 с.
2. Клімат України / За ред. В.М. Ліпинського, В.А. Дячука, В.М. Бабиченко. – К.: Вид-во Раєвського, 2003. – 343 с.
3. Пашинський В.А. Атмосферні навантаження на будівельні конструкції для території України. − К., 1999. − 185 с.
4. Кінаш Р.І., Бурнаєв О.М. Снігове навантаження в Україні. – Львів: Вид-во науково-техн. літ., 1997. – 848 с.
5. Pichugin S. Probabilistic Description of Ground Snow Loads for Ukraine // Snow Engineering. Recent Advanced and Developments. – Rotterdam: A.A.Balkema, 2000. – P. 251-256.
6. Eurocode 1 EN 1991-1-3: Actions on Structures – Part 1-3: General actions – Snow Loads. – Brussels: CEN, 2003. – 56 p.
7. Дрижирук Ю.В. Імовірнісний опис снігового навантаження на покрівлі будівель із перепадами висот: Автореф. дис ... канд. техн. наук / ПНТУ – Полтава, 2011. – 23 с.
8. Молька І.В. Вплив теплотехнічних характеристик покриття на величину снігового навантаження: Автореф. дис ... канд. техн. наук / ПНТУ – Полтава, 2012. – 21 с.
9. Кінаш Р.І., Гук Я.С. Районування території Закарпатської області за максимальним сніговим навантаженням // Зб. наук. праць Укр. науково-досл. та проектного ін.-ту стал. конструкцій ім. В.М. Шимановського. – К.: Вид-во «Сталь», 2010, вип. 6 – С. 43 – 52.

Контрольні питання

1. Які розрахункові значення має снігове навантаження?
2. Які коефіцієнти вводяться при розрахунку снігового навантаження?
3. Від чого залежать коефіцієнти надійності за значеннями снігового навантаження?
4. Який ефект має застосування норм ДБН по сніговому навантаженню?
5. Виконайте аналіз міжрічної мінливості снігового навантаження.
6. Які особливості має визначення снігового навантаження за загальноєвропейським нормами Єврокод?
7. Чи впливає абсолютна висота місцевості на сніговий покрив?
8. Як впливає танення снігу на покрівлях на величину снігового навантаження?
9. Наведіть приклади схем снігових навантажень на покрівлі різної конфігурації.

ЛЕКЦІЯ 11. ВІТРОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ – ПРИРОДА І ОПИС

11.1. Рух атмосферного повітря
11.2. Прилади і апаратура для досліджень параметрів повітряного потоку
11.3. Метеорологічна служба України
11.4. Спектр Ван дер Ховена
11.5. Вертикальний профіль швидкості вітру
11. 6. Питання будівельної аеродинаміки

11.1. Рух атмосферного повітря

Атмосферне повітря Землі знаходиться в постійному русі. Єдиним джерелом енергії, що викликає рух атмосфери, є Сонце. Нерівномірний нагрів поверхні Землі, яка, у свою чергу, нагріває повітря, створює різницю в атмосферному тиску. Холодне повітря щільніше, тому воно опускається вниз і створює зону високого тиску, тепле повітря, навпаки − менш щільне і, піднімаючись вгору, створює область низького тиску. Вітер − це рух повітря відносно земної поверхні з областей з високим тиском до ділянок з низьким тиском.

Випромінювана Сонцем енергія майже повністю поглинається землею, яка при нагріванні випускає енергію у вигляді ефективного випромінювання земної поверхні. Атмосфера, в основному прозора до сонячної радіації, але закрита для випромінювання земної поверхні, поглинає земне тепло і частково випромінює його назад до земної поверхні. Атмосфера складається з чотирьох основних шарів: тропосфери, стратосфери, мезосфери і термосфери. Перший шар − тропосфера − є найтоншим, закінчуючись на висоті близько 12 км над Землею. Це найтепліший шар, оскільки сонячні промені відбиваються від земної поверхні і нагрівають повітря. У міру видалення від Землі температура повітря падає до приблизно - 55ºС у верхній частині тропосфери. Системи формування погоди і вітрового клімату всього світу знаходяться саме в тропосфері. Вони виникають в результаті спільної дії на атмосферу сонячної радіації і обертання Землі навколо Сонця.

Загальною циркуляцією атмосфери називають систему великомасштабних повітряних течій над Земною кулею, т. е. таких течій, які по своїх розмірах сумірні з великими частинами материків і океанів. У загальній циркуляції атмосфери, при усій різноманітності її безперервних змін, є деякі стійкі особливості, що повторюються з року в рік. Для опису цих особливостей використовують так звану спрощену модель атмосферної циркуляції, в якій приймається, що вітер переносить тепло від

екватора до полюсів і вологу від моря до суші. Ця модель якісним чином ілюструє вплив розподілу температури повітря в атмосфері на виникнення вітрів, не враховуючи при цьому ряд чинників, якими насправді визначається циркуляція атмосфери і її температура.

Врахування обертання Землі і тертя перетворює термічну систему циркуляції в трьох чарункову меридіональну модель (рис. 11.1). При цьому кожній ділянці планети властиві певні переважаючі (пануючі) вітри. Пануючі вітри пов'язані з основними процесами циркуляції атмосфери. У районі екватора, де сонячне тепло найбільш інтенсивне, гаряче повітря піднімається вгору, створюючи область зниженого тиску − екваторіальну зону затишшя. Повітря, що піднімається, охолоджується і переноситься північніше і південніше, перш ніж опуститися назад до поверхні в

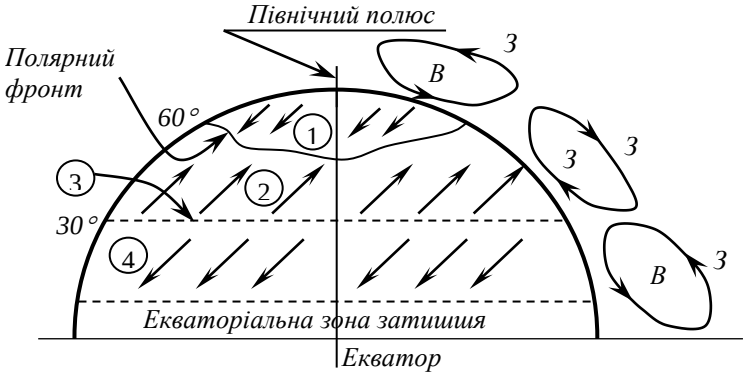


Рис. 11.1. Трьохчарункова меридіональна модель циркуляції
1 − східний переніс в полярних широтах;
2 − західний переніс;
3 − кінські широти;
4 − пасати

субтропіках (30º північної і південної широти). У цих місцях утворюється зони високого тиску − кінські широти − область між 20º і 30º північної і південної широти (у колишні часи із судів, що опинялися у штиль в цій смузі, викидали за борт мертвих коней, тому широти дістали свою нинішню назву).

Звідси повітря спрямовується назад в напрямі зони затишшя, утворюючи дві зони пасатів. За межами тропіків основними пануючими вітрами є західні вітри помірних широт. Вони формуються за рахунок повітря, що рухається з кінських широт у напрямі полюсів. Ці теплі вітри, врешті-решт, зустрічаються зі східними полярними вітрами уздовж межі, що називається полярним фронтом. Уздовж нього встановлюється циклон з прохолодною, нестійкою погодою. Полярний фронт не розташовується по прямій лінії − він викривлюється в тих місцях, де холодне повітря пробивається у напрямі екватора, а тепле прямує до полюса. Ці переміщення створюють вихор, що посилюється швидкими вітрами (струминними течіями), що обдувають верхню частину тропосфери.

Слід зазначити, що насправді трьох чарункова меридіональна модель циркуляції повітря ускладняється внаслідок впливу наступних чинників :

- сезонних, тобто змін положення зон і інтенсивності тиску в них, що викликаються річним ходом сонця на північ і на південь від екватора;

- географічних фізичних властивостей, що викликають відмінність, і нерівномірність розподілу води і суші по поверхні земної кулі: влітку повітря над океаном холодніше, ніж над сушею, оскільки поверхня океану нагрівається повільніше, ніж материк; тому влітку повітря силою баричного градієнта спрямоване від океану до суші; взимку повітря холодніше над сушею − повітря рухається з суші до океану.

Рух атмосферного повітря можна описати як суперпозицію взаємозв'язаних потоків, що характеризуються масштабами від 1 мм до тисячі кілометрів. Для аналізу цих рухів їх класифікують по горизонтальному масштабу:

- мікромасштабний рух − має розмір менше 20 км з масштабом часу 1 годину;

- синоптичний рух (від греч. synoptikos − здатний все оглянути) − має характеристичні розміри більше 500 км, масштаб часу дві доби і більше. До синоптичних рухів відносять виникнення і переміщення циклонів і антициклонів, повітряних мас і атмосферних фронтів. Синоптичні рухи спільно з планетарними відносять до макромасштабних явищ;

- мезомасштабний рух − має проміжні параметри.

Різноманітність проявів загальної циркуляції атмосфери особливо залежить від того, що в атмосфері постійно виникають величезні хвилі і вихори, що по-різному розвиваються і по-різному переміщаються. Це утворення атмосферних обурень − циклонів і антициклонів − є найхарактернішою рисою загальної циркуляції атмосфери.

Антициклон − це зона підвищеного атмосферного тиску з низхідними повітряними потоками і максимумом в центрі (1050...1070гПа). Поперечник антициклону може складати тисячі кілометрів. Антициклон характеризується системою вітрів, що віють за годинниковою стрілкою в Північній півкулі і проти − в Південній півкулі, малохмарною і сухою погодою із слабкими вітрами. Деякі антициклони виникають в холодних регіонах. Повітря тут щільне, що створює підвищення тиску у поверхні землі. Подібні антициклони розвиваються взимку над центральною Канадою і Сибіром. Як правило, їх глибина не перевищує 3 км.

Циклон (від греч. kyklon − той, що крутиться) є областю зниженого атмосферного тиску з мінімумом в центрі. Поперечник циклону − декілька тисяч кілометрів. Характеризується системою вітрів, що віють проти годинникової стрілки в Північній півкулі і по годинний − в Південній півкулі. Погода при циклонах в основному похмура з сильними вітрами. Циклон формується, коли холодне повітря йде за теплим, і таким чином усередині циклону утворюється два фронти. Теплий фронт відділяє потік теплого повітря, що наближається, від холодного. При цьому тепле повітря піднімається над шаром холодного щільного повітря, що знаходиться попереду. У висхідному охолоджуваному повітрі водяні пари конденсуються і утворюють хмари. За теплим фронтом йде холодний

фронт. Уздовж цього фронту холодне повітря пробивається під шаром теплого повітря, примушуючи його підніматися вгору. Тому холодний фронт також несе хмарну, дощовиту погоду. Часто перед холодними фронтами розвивається лінія шквалів, яка може супроводжуватися дуже інтенсивними грозами і штормами, інколи змінюється температура. В основному циклони рухаються в східному напрямі зі швидкостями близько 20 км/год влітку і 50 км/год взимку.

Від загальної циркуляції атмосфери відрізняють місцеві циркуляції, такі як бризи на узбережжях морів, гірсько-долинні вітри, льодовикові вітри та ін. Ці місцеві циркуляції за часом і в певних районах накладаються на течії загальної циркуляції.

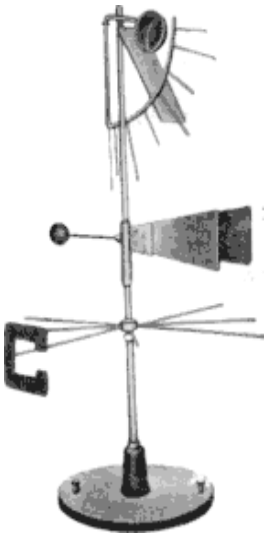
11.2. Прилади і апаратура для досліджень параметрів повітряного потоку

Для точної оцінки вітрового навантаження потрібна достовірна інформація про характеристики вітру, таких як швидкість, напрям, частоту появи вітру різної швидкості, розподіл швидкості по висоті, амплітуді і тривалості поривів тощо. Ці дані вивчаються в спеціальному розділі кліматології − кліматології вітру, яка забезпечує проектувальника і укладача норм усією необхідною інформацією для ухвалення правильних і обґрунтованих рішень про значення вітрових навантажень, що використовуються при проектуванні будівель і споруд. Необхідна інформація одержується на основі спостережень за вітром та статистичної обробки даних метеостанцій, які отримують інформацію за допомогою приладів і контрольно-вимірювальної апаратури.

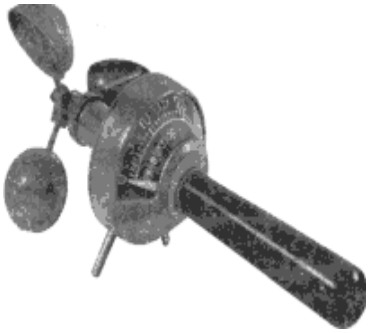
Постійні метеорологічні спостереження за вітром стали проводитися з другої половини XIX століття по усій території Росії і України. У той час велике поширення отримав флюгер Вільда (рис. 11.2), за допомогою якого визначалися дані про швидкість вітру і його напрям. Незважаючи на простоту отримання даних, флюгер Вільда має ряд недоліків: із зростанням швидкості вітру точність вимірів різко падає. До того ж доводиться враховувати і суб'єктивні особливості спостерігача. У міру розвитку техніки стали застосовуватися досконаліші прилади: чашкові і крильчасті анемометри, анеморумбометри, анеморумбографи, анемометри з тензометрами (для виміру швидкості вітру в поривах), «ураганомір Гольцмана», ультразвукові анемометри та ін. (рис. 11.2). Ці механічні вимірювачі швидкості вітру отримали широке поширення внаслідок їх відносно високої стійкості до атмосферних чинників − змін температури, тиску і наявності опадів. Виключенням в цьому плані можуть бути лише відкладення ожеледі і паморозі, що призводять як до зміни характеристик

АнемометрМС13

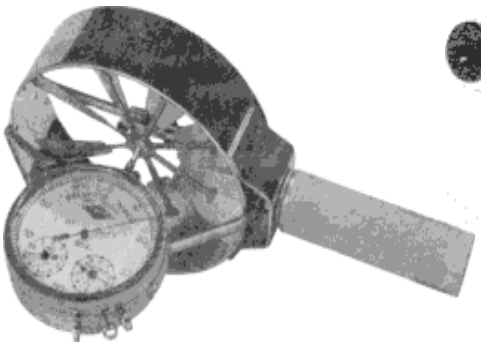
Анемометр сигнальний М95М



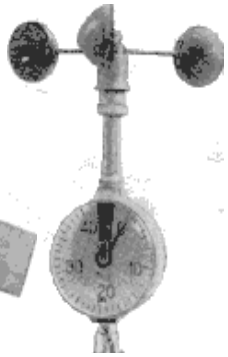
Флюгер Вільда



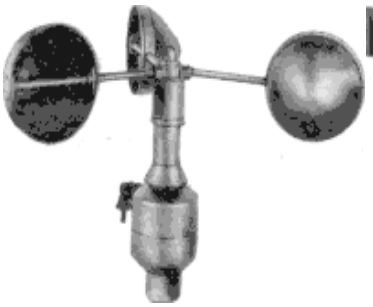
Анемометр АРИ-49



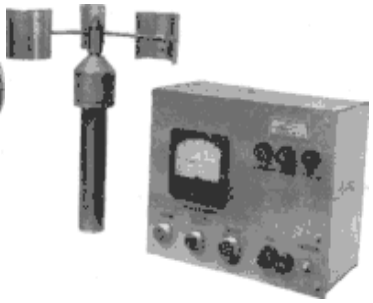
Анемометр АСО-3



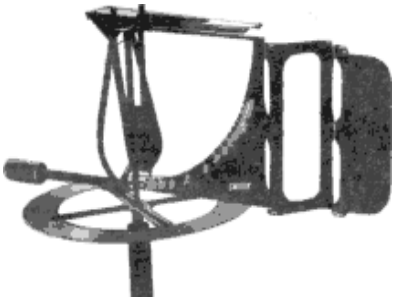
Анемометр М61



Анемометр М-92

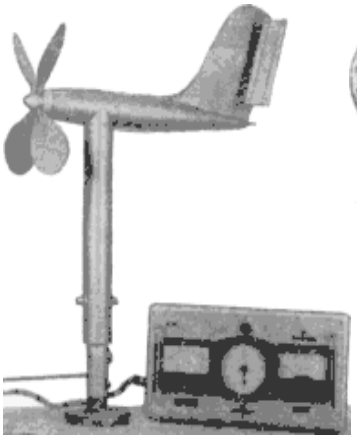


Анемометр М-95

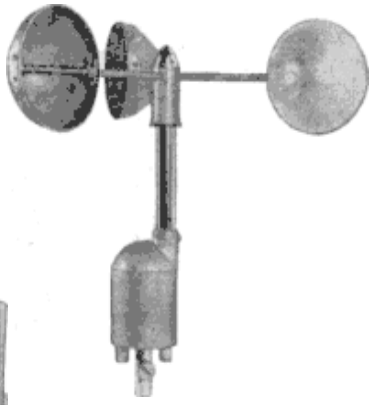


Вітромер8ЮО1

Анеморумбометр М-63М



Анеморумбометр М-63



Анемометр М-25

Рис. 11.2. Вимірювачі швидкості вітру, що використовуються в метеорології

вимірювачів (внаслідок зміни їх аеродинамічних і динамічних властивостей), так і до повного порушення працездатності. У зв'язку з цим при проведенні спостережень за швидкістю вітру в районах, де вірогідність згаданих вище відкладень висока, застосовуються анемометри з підігріванням.

Механічні анемометри відрізняються недостатньою швидкодією, що призводить до спотворення результатів вимірів при реєстрації поривів вітру, які істотно впливають на високі будівельні конструкції. У зв'язку з цим виникає потреба у більш швидкодіючих вимірювачах, основаних на різних фізичних принципах. Серед потенційно придатних для виміру швидкості вітру виділяють декілька методів: ультразвуковий Доплерівський, лазерний Доплерівський, кінематичний і термоанемометричний. Висока вартість таких вимірювачів, а також складність захисту їх електронних вимірювальних перетворювачів від кліматичної дії (опадів, перепадів температур і вологості повітря) обмежує сферу їх застосування тільки умовами аеродинамічної лабораторії. Прикладом реалізації першого із згаданих методів може служити висококомп'ютеризована система Doppler SODAR − установка для виміру горизонтальної і вертикальної швидкості вітру, а також його напряму. Завдяки відносній дешевизні і порівняно високим метеорологічним і експлуатаційним характеристикам, широке поширення при дослідженні турбулентних вітрових потоків отримав термоанемометричний метод. Прикладом може служити термоанемометр ТАИК-3М виробництва СКТБ "Турбулентність". Зарубіжними дослідниками для вимірів швидкості повітряного потоку в основному використовується термоанемометрична апаратура двох фірм − DANTEC і TSI.

Прилади для виміру швидкості вітру на метеорологічних станціях і постах встановлюють зазвичай на висоті 8…12 м від поверхні землі. За кордоном поступають аналогічно, тому в якості вихідної висоти приймають 10 м (32,8 футів).

Реєстрація вимірювальної інформації робиться як за допомогою аналогових реєстраторів (самописців, шлейфових осцилографів, відеомагнітофонів і магнітографів), так і з використанням цифрових систем збору і обробки інформації на основі спеціалізованих контролерів і персональних комп'ютерів.

11.3. Метеорологічна служба України

Починаючи з позаминулого століття і до 1936р., відомості про погоду для цілей кліматології і прогнозів погоди отримували від метеорологічних станцій, що проводили спостереження 3 рази в добу. З 1936 по 1965 рр. регулярні спостереження за вітром на метеостанціях стали проводитися 4 рази в день (у 3, 9, 15 і 21 год.) з двохвилинним

періодом усереднювання. З 1966 р. спостереження стали проводитися 8 раз на добу з десяти хвилинним усереднюванням. Дані про швидкість вітри і її повторюваності приведені в монографії Р.І. Кінаша [3].

На даний момент в Україні налічується близько 240 метеостанцій. Методика збору інформації про параметри вітрового потоку, що застосовується на них, орієнтована на використання в якості первинних вимірювальних перетворювачів швидкості вітру механічних вимірювачів − анеморумбометрів і флюгерів Вільда (в якості резервних) [5]. Механічні вимірники швидкості (чашкові і крильчасті анемометри) є основними і за кордоном. При використанні анеморумбометра М-63М-1 (див. рис. 11.2), стандартного для України, на мережі кліматичних метеостанцій вимірюються наступні параметри:

- максимальна швидкість вітру між вимірами (тобто при восьми строковій організації спостережень за швидкістю вітру на Україні − за останніх 3 години);
- середня швидкість вітру за 10 хвилин;
- максимальна швидкість вітру за 10 хвилин;
- середній напрям вітру за 2 хвилини.

У разі проведення вимірів за допомогою флюгера Вільда (більшість даних про швидкість вітру на метеостанціях отримана з його допомогою), реєструються наступні параметри:

- максимальна швидкість вітру за 2 хвилини;
- середня швидкість вітру за 2 хвилини;
- середній напрям вітру за 2 хвилини.

Як приклад на рис. 11.3 представлені типові графіки зміни швидкості вітру, виміряної за допомогою анеморумбометра і термоанемометра.

Інтервали усереднювання 2 і 10 хвилин обумовлені, по-перше, суб'єктивною причиною − при визначенні напряму вітру по анеморумбометру (з сельсинним датчиком) і швидкості по флюгеру оператор візуально усереднює свідчення індикатора анеморумбометра або флюгера. По-друге − параметрами штатного аналогового інтегратора приладу М-63М-1. Таким чином, на вітчизняних метеостанціях робляться дискретні виміри, що дають інформацію про усереднені локальні параметри вітрової течії в місці розташування метеостанції. Така ж ситуація має місце і за кордоном.

11.4. Спектр Ван дер Ховена

Оскільки зміни швидкості і напряму вітру в основному викликаються змінами температури, можна чекати, що вітер має цикли, що відповідають річному, метеорологічному (тривалість близько чотирьох діб) і добовому циклам інсоляції. Це добре видно на графіці спектральної щільності потужності (СПМ) швидкості вітру (енергетичного спектру

пульсацій подовжньої компоненти швидкості вітру) отриманому Ван дер Ховеном [2] (рис. 11.4).

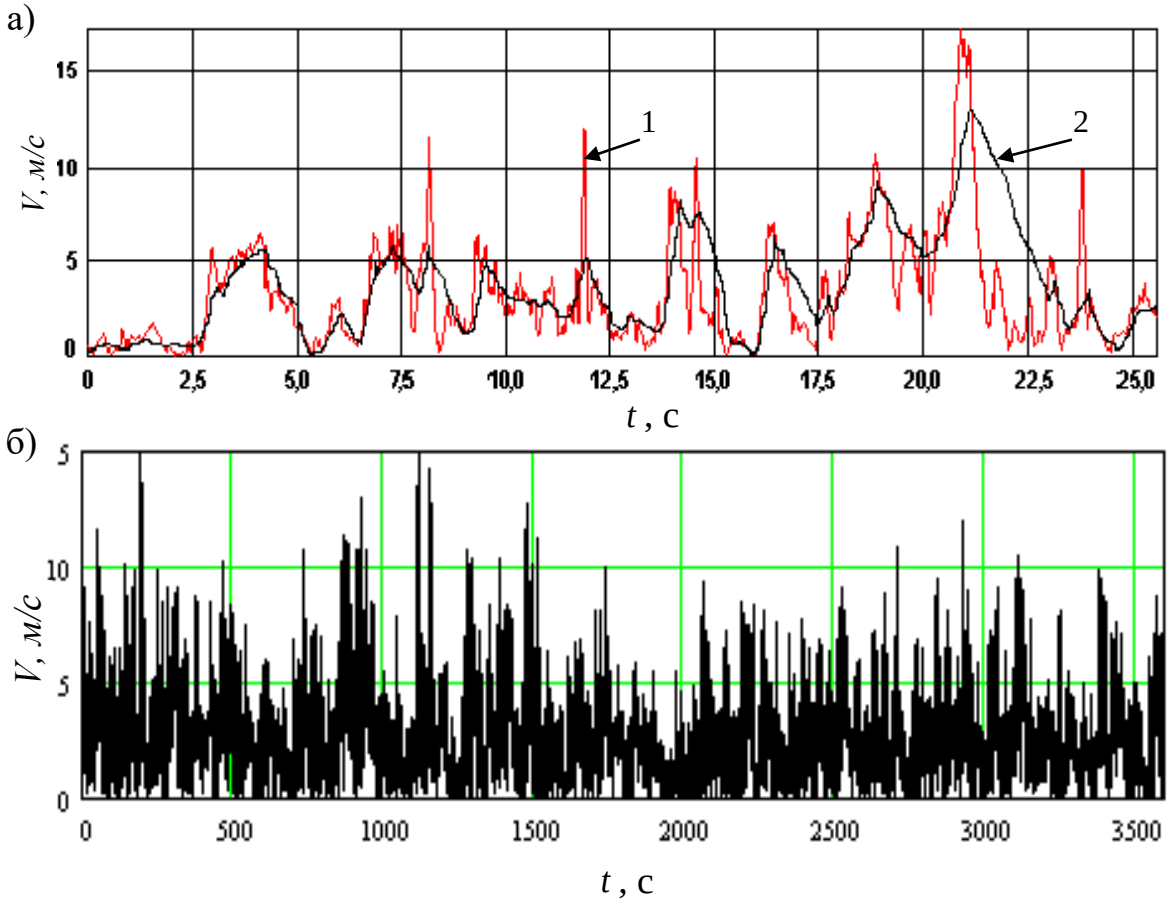


Рис. 11.3. Графіки зміни швидкості вітру:
а) порівняльна реалізація довжиною 25 с; б) годинна реалізація:
1 − виміряна термоанемометром; 2 − виміряна анеморумбометром

Графік має два максимуми енергії :

а) лівий − синоптичний, з періодом четверо діб і частковими максимумами при $T = 1$ рік і $T = 10$ годин;

б) правий − турбулентний, з періодом $T = 1$ хв, що викликається тертям потоку повітря об поверхню землі.

Між цими двома максимумами при $T = 5$ г...10 хв спостерігається широкий мінімум, що називається спектральним "провалом". Така особливість вітрового спектру дозволяє:

а) розбити вітровий спектр на дві ділянки:

- мікрометеорологічний (високочастотний) з періодами в секундах і хвилинах;
- макрометеорологічний (низькочастотний) з періодами в десятки і сотні годин;

б) представити вітрове навантаження у вигляді двох складових:

- статична (середня) складова, що відповідає швидкості вітру, що в середньому встановилася;
- динамічна (пульсаційна) складова, залежна від пульсаційної (турбулентної) компоненти швидкості;

в) знайти такий інтервал усереднювання поздовжньої швидкості вітру, який значно перевершує період турбулентних пульсацій, і в той же час не занадто великий, щоб довгоперіодичні коливання впливали на середні значення швидкості, отримані по цьому інтервалу.

Звідси обґрунтованість окремого вивчення середньої і пульсаційної складових вітрового навантаження і вибір часу усереднювання 2, 5 або 10 хвилин.

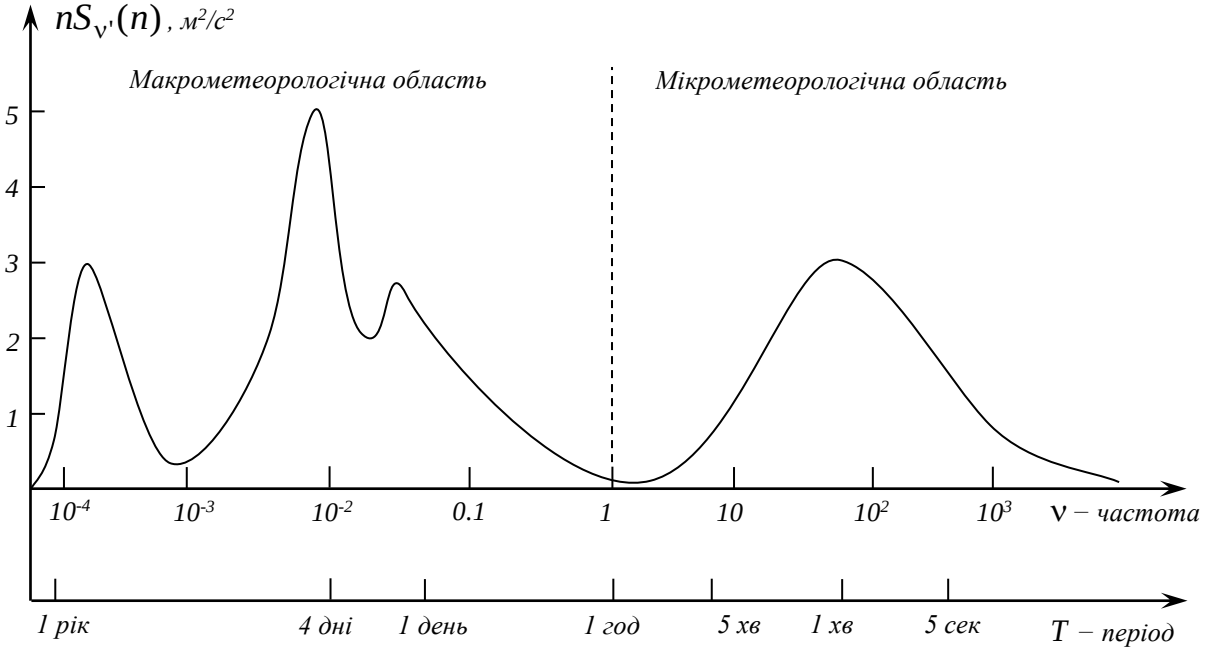


Рис. 11.4. Спектр пульсації поздовжньої компоненти швидкості Ван дер Ховена

11.5. Вертикальний профіль швидкості вітру

Вплив тертя в пограничному шарі. Пограничний шар атмосфери − прилеглий до земної поверхні шар атмосфери до висоти в середньому близько 1000 м, властивості якого в основному визначаються динамічними і тепловими діями земної поверхні. Саме вітровий режим усередині пограничного шару атмосфери представляє безпосередній інтерес для проектування промислових і цивільних будівель і споруд.

Сила тертя в пограничному шарі атмосфери викликається тим, що повітря тече над шорсткою земною поверхнею, і швидкість повітряних часток, безпосередньо дотичних до земної поверхні, сповільнюється. Частки зі зменшеною швидкістю в процесі турбулентного обміну передаються у вище розміщені шари, а згори замість них поступають

частки з більшою швидкістю, які у свою чергу сповільнюються при зіткненні із земною поверхнею. Таким чином, внаслідок турбулентності зменшення швидкості передається вгору на досить потужний шар атмосфери.

Наявність сили тертя призводить до того, що швидкість вітру змінюється з висотою. Цей вплив настільки великий, що у земної поверхні (на висоті анемометра) швидкість вітру приблизно удвічі менше, ніж швидкість діючого вище пограничного шару градієнтного (геострофічного) вітру, розрахована для того ж баричного градієнта. Крім того, на швидкість вітру сильно впливає рельєф місцевості, а також природні і штучні перешкоди, розташовані по напряму його течії.

Нині існують дві пропозиції по опису залежності швидкості вітру від висоти, відомі як логарифмічний і степеневий закони.

Логарифмічний закон. Профіль середньої швидкості вітру при логарифмічному законі записується у вигляді:

$$\frac{\bar{v}(z_2)}{\bar{v}(z_1)} = \frac{\ln(z_2 / z_0)}{\ln(z_1 / z_0)}, \qquad (11.1)$$

де $\bar{v}(z_1)$ і $\bar{v}(z_2)$ – середні швидкості вітру на висоті z_1 і z_2 відповідно; z_0 – параметр шорсткості підстеляючої поверхні.

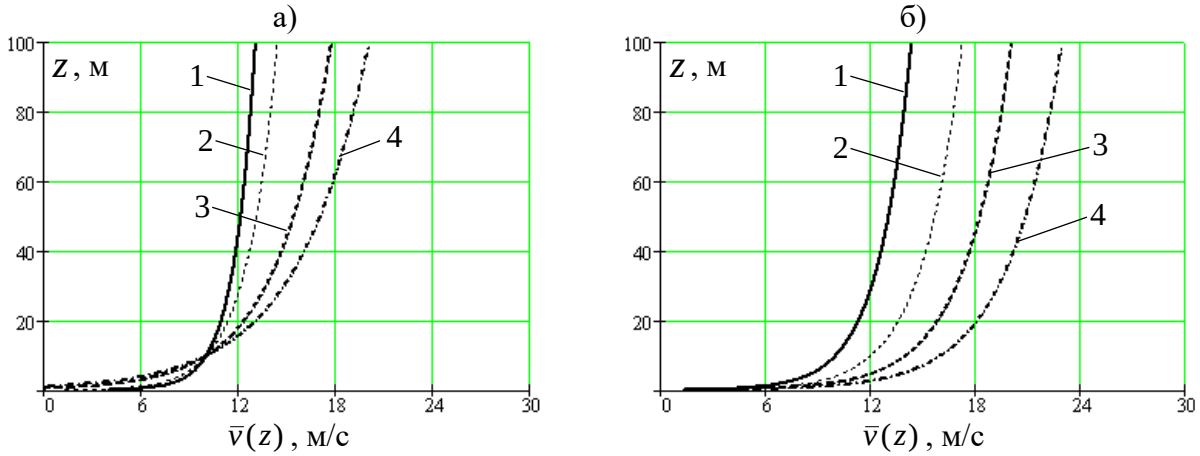


Рис. 11.5 Вертикальні профілі швидкості вітру при логарифмічному законі
а) для різних типів підстеляючої поверхні (при $\bar{v}_{10} = 10$ м/с):
1 – $z_0 = 0{,}005$ м; 2 – $z_0 = 0{,}05$ м; 3 – $z_0 = 0{,}5$ м; 4 – $z_0 = 1{,}0$ м;
б) для різних швидкостей вітру (при $z_0 = 0{,}05$ м):
1 – $\bar{v}_{10} = 10$ м/с; 2 – $\bar{v}_{10} = 12$ м/с; 3 – $\bar{v}_{10} = 14$ м/с; 4 – $\bar{v}_{10} = 16$ м/с

Якщо в якості висоти z_1 прийняти стандартну висоту анемометра ($z_1 = 10$ м), то вираз (11.1) можна переписати у вигляді:

$$\bar{v}(z) = \bar{v}_{10} \frac{\ln(z / z_0)}{\ln(10 / z_0)}. \qquad (11.2)$$

Таке представлення можна зустріти в роботах ряду дослідників вітрового навантаження [4]. Графічна інтерпретація формули (11.2) приведена на рис. 11.5 при варіюванні $\bar{v}_{10}$ і z_0.

Логарифмічний закон довгий час вважався метеорологами кращим описом профілів сильного вітру в нижніх шарах атмосфери (у приземному шарі). Зокрема, у вітрових нормах СРСР [2] профіль швидкісного вітрового тиску прийнятий за логарифмічним законом

$$q_{0j} = q_0 \frac{\ln^2\left(z_j / z_0\right)}{\ln^2\left(10 / z_0\right)}, \qquad (11.3)$$

де z_0 − параметр шорсткості, прийнятий до відмітки 40 м − 0,075 м, вище − 0,05 м.

Між тим, по дослідженнях кліматологів [5], логарифмічний закон добре апроксимує профіль вітру при швидкостях не більше 8 м/с.

Степеневий закон. Історично уперше степеневий закон був запропонований в 1916 р у вигляді

$$\bar{v}(z_2) = \bar{v}(z_1)(z_2 / z_1)^{\alpha}, \qquad (11.4)$$

де z_1, z_2 − висоти над поверхнею землі; α − показник степені, залежний від шорсткості місцевості.

Строго кажучи, показник степені α залежить не лише від шорсткості місцевості, але також від швидкості вітру, від стратифікації і турбулентності атмосфери.

Прийнявши у формулі (10.4) в якості z_1 стандартну висоту установки анемометра (z_1 = 10 м), отримаємо

$$\bar{v}(z) = \bar{v}_{10}(z/10)^{\alpha}. \qquad (11.5)$$

На рис. 11.6 приведені характерні вертикальні профілі швидкостей вітру для трьох типів місцевості і різних значеннях $\bar{v}_{10}$.

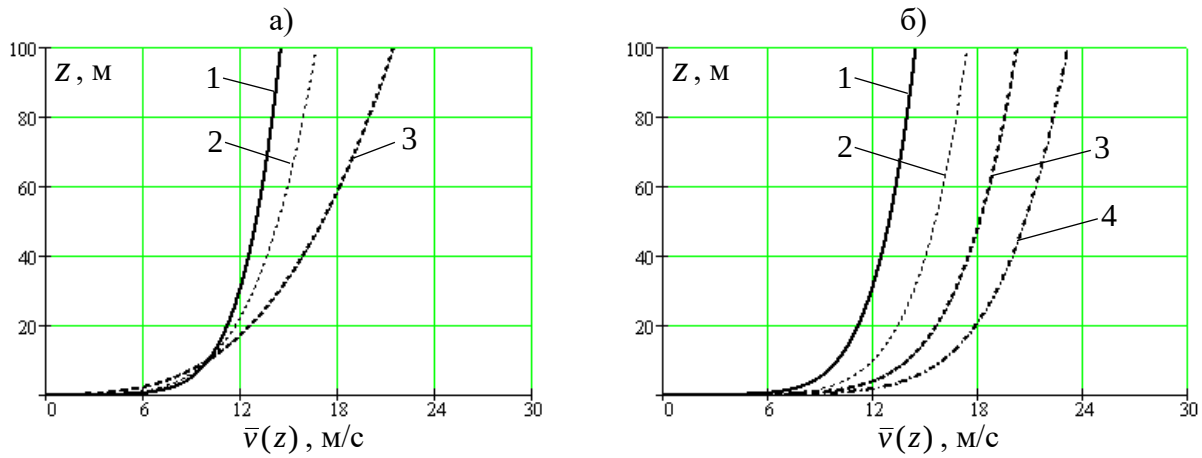


Рис. 11.6. Вертикальні профілі швидкості вітру при степеневому законі
а) для різних типів підстеляючої поверхні (при $\bar{v}_{10} = 10$ м/с):
$1 - \alpha = 0{,}16$; $2 - \alpha = 0{,}22$; $3 - \alpha = 0{,}33$;
б) для різних швидкостей вітру (при $\alpha = 0{,}16$):
$1 - \bar{v}_{10} = 10$ м/с; $2 - \bar{v}_{10} = 12$ м/с; $3 - \bar{v}_{10} = 14$ м/с; $4 - \bar{v}_{10} = 16$ м/с

Для швидкісного тиску, в силу квадратичного переходу від швидкості вітру до вітрового тиску, запропонована залежність, аналогічна виразу (11.4):

$$q(z_2) = q(z_1)\left(z_2 / z_1\right)^{\chi}, \qquad (11.6)$$

де $q(z_2)$ і $q(z_1)$ – швидкісні тиски на висоті z_2 і z_1; $\chi = 2\alpha$ – показник степені (для відкритої рівної місцевості для більшої частини території колишнього СРСР середнє значення показника степені $\chi = 0{,}25$).

Степеневий закон найбільше поширення отримав в країнах Східної Європи, зокрема, він описує вертикальний профіль швидкості і швидкісного тиску вітру в СНиП.

Порівняння логарифмічного і степеневого законів. Аналіз численних матеріалів спостережень (які робилися на щоглах аерологічними методами), показав, що профілі середніх швидкостей вітру до висоти 300 м дещо точніше апроксимується степеневою функцією, чим логарифмічною. У приземному шарі атмосфери (до висоти 15…20 м) профіль середньої швидкості вітру досить добре описується логарифмічною функцією. Крім того, нині логарифмічний закон вважається західними метеорологами кращим описом профілів сильного вітру в нижніх шарах атмосфери, відповідно до степеневий закон рідко використовується в країнах Заходу в практиці метеорологічних досліджень.

Висновок про те, який закон краще відповідає експериментальним даним, не має однозначної відповіді. У кожному окремому випадку, для конкретної місцевості і заданого інтервалу висот задовільний опис вертикального профілю швидкості вітру може бути досягнутий як на основі логарифмічного, так і на основі степеневого закону. Проте у зв'язку з використанням нормами Єврокода [6] логарифмічного закону, а також переходом до цього закону українських норм [1], можна вважати обґрунтованим використання саме логарифмічного закону в практиці будівельного проектування.

Шорсткість поверхні навколишньої місцевості. Шорсткість поверхні − це набір природних і штучних особливостей рельєфу місцевості, що характеризують середню і максимальну висоти нерівностей і їх ширину, середню відстань між ними тощо.

Таблиця 11.1

Значення параметра шорсткості z_0 для різних типів поверхні [6]

Тип поверхні	z_0, *см*
Пісок	*0.01−0.1*
Поверхня моря	*0.0003−0.5*
Сніговий покрив	*0.1−0.6*
Скошена трава(~0.01 м)	*0.1−1.0*
Низька трава (степ)	*1.0−4.0*
Зоране під пару поле	*2.0−3.0*
Висока трава	*4.0−10.0*
Карликові рослини	*10.0−30.0*
Дрібнолісся(середня висота дерев 15м, одне дерево на 10 м²)	*90.0−100.0*
Передмістя з рідкою забудовою	*20.0−40.0*
Міста, передмістя з суцільною забудовою	*80.0−120.0*
Центри великих міст	*200.0−300.0*

Вплив цього чинника на швидкість вітру при логарифмічному законі (11.2) прийнято оцінювати через параметр шорсткості z_0, тобто величину, пропорційну середньому розміру нерівностей, що височіють над підстеляючою поверхнею. Швидкість вітру на висоті z_0 дорівнює нулю. Типові значення для різних типів поверхонь приведені в таблиці 11.1. При степеневому законі шорсткість підстеляючої поверхні впливає на величину параметра α. Значення α міняються в широких межах; над рівною відкритою місцевістю вони істотно менші ($\alpha = 0{,}14...0{,}16$), ніж над

пересіченою і неоднорідною: для передмість $\alpha = 0{,}22....0{,}28$, для центрів великих міст $\alpha = 0{,}33....0{,}40$.

11. 6. Питання будівельної аеродинаміки

Аеродинаміка − це розділ аеромеханіки, в якому вивчаються закони руху рідини або газу (зокрема, повітря) і сили, що виникають на поверхні обтічного газом тіла. Основними завданнями аеродинаміки є визначення сил, що діють на обтічне газом тіло, розподіл тиску на його поверхні і швидкостей в газі, його оточуючому. Аеродинаміка будівель і споруд, з огляду на те, що більшість будівельних конструкцій є по своїй формі поганооптічними тілами, відноситься до аеродинаміки поганооптічних тіл.

Теорія обтікання тіл, що мають в плані прості геометричні параметри, є базою для вирішення закономірностей аеродинаміки складніших форм. При їх розгляді використовується універсальний параметр – число Рейнольдса:

$$Re = \frac{vL}{\nu}, \qquad (11.7)$$

де v − характерна швидкість потоку; L − характерний розмір потоку; ν − кінематична в'язкість повітря. Для повітря при нормальному атмосферному тиску і температурі 20ºС $\nu = 1.512 \times 10^{-5}$ м^2/с.

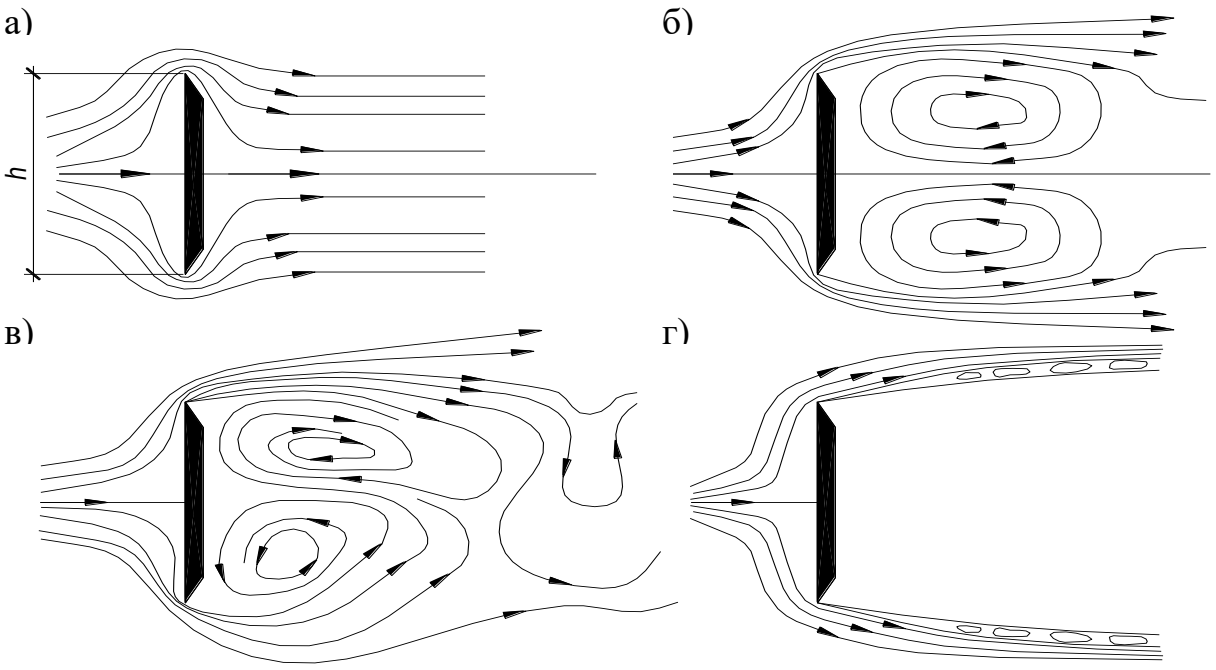


Рис. 11.7. Обтікання пластини с гострими крайками:
а) − Re ≈ 0.3; б) − Re ≈ 10; в) − Re ≈ 250; г) − Re > 1000

Розглянемо спочатку жорстку пластинку з гострими кромками (товщина пластинки не більше 0,01…0,02 її ширини), поміщену в потік реальної атмосфери. Пластинка є елементарним тілом, дослідження поведінки якого полегшує розуміння механізму явищ, що відбуваються із складнішими тілами. При куті атаки $\alpha = 90^\circ$ і числах Рейнольдса до Re = 1000, тобто при дуже малих швидкостях потоку, опір пластинки сильно залежить від числа Рейнольдса, в якому під характерним розміром пластинки h розуміється її ширина. Еволюція обтікання плоским потоком пластини з гострими крайками приведена на рис. 11.7 і включає наступні стадії.

- $Re \approx 0{,}3$.Потік огинає гострі кути і безвідривно слідує уздовж як передньої, так і тильної сторони контура пластини (рис. 11.7, а).
- $Re \approx 10$. Збільшення швидкості повітряного потоку (отже і числа Рейнольдса) призводить до зриву струменів потоку по кутах пластини, а також до утворення двох великих симетричних вихорів позаду неї. Вихори залишаються приєднаними до тильної сторони пластини (рис. 11.7, б).
- $Re \approx 250$. Подальше збільшення числа Рейнольдса призводить до руйнування симетричних вихорів і заміни їх правильною послідовністю вихорів, які по черзі утворюються у верхньої і нижньої кромок пластини і відносяться вниз за течією (рис. 11.7, в).
- $Re \geq 1000$. При цих значеннях числа Рейнольдса переважають сили інерції. Великі відособлені вихори мають невелику можливість для свого формування, і замість них позаду пластини утворюється, як правило, *турбулентний* спутний струмінь. Дві зовнішні кромки пластини формують «шар із зрушенням», що складається з довгих ланцюжків найбільш дрібних вихорів. Вони розташовуються в тій частині спутного струменя, який прилягає до області плавної течії (рис. 11.7, г).

Розглянемо далі випадок плоского потоку, оточуючого круговий циліндр. Як і у попередньому випадку, збільшення числа Рейнольдса ототожнюватимемо зі збільшенням швидкості повітряного потоку. Проаналізуємо п'ять можливих діапазонів зміни числа Рейнольдса.

- $Re \approx 1$. Потік, який передбачається при підході до циліндра ламінарним, залишається приєднаним до циліндра по усьому його периметру(рис. 11.8, а).
- $Re \approx 20$. Течія зберігається симетричною, але відбувається відрив потоку і утворення у спутному струмені великих вихорів, які розташовуються поблизу тильної поверхні циліндра(рис. 11.8, б).
- $30 \leq Re \leq 5000$. Від циліндра відриваються вихори, що правильно чергуються, які утворюють вниз за течією чітко виражену "вихрову доріжку" (рис. 11.8, в). Позаду циліндра утворюється стійка система розташованих в шаховому порядку вихорів, які переміщаються

вниз за течією зі швидкістю, дещо меншою, ніж швидкість навколишнього повітря. У цьому інтервалі чисел Рейнольдса течія спутного струменя досить плавна і регулярна.

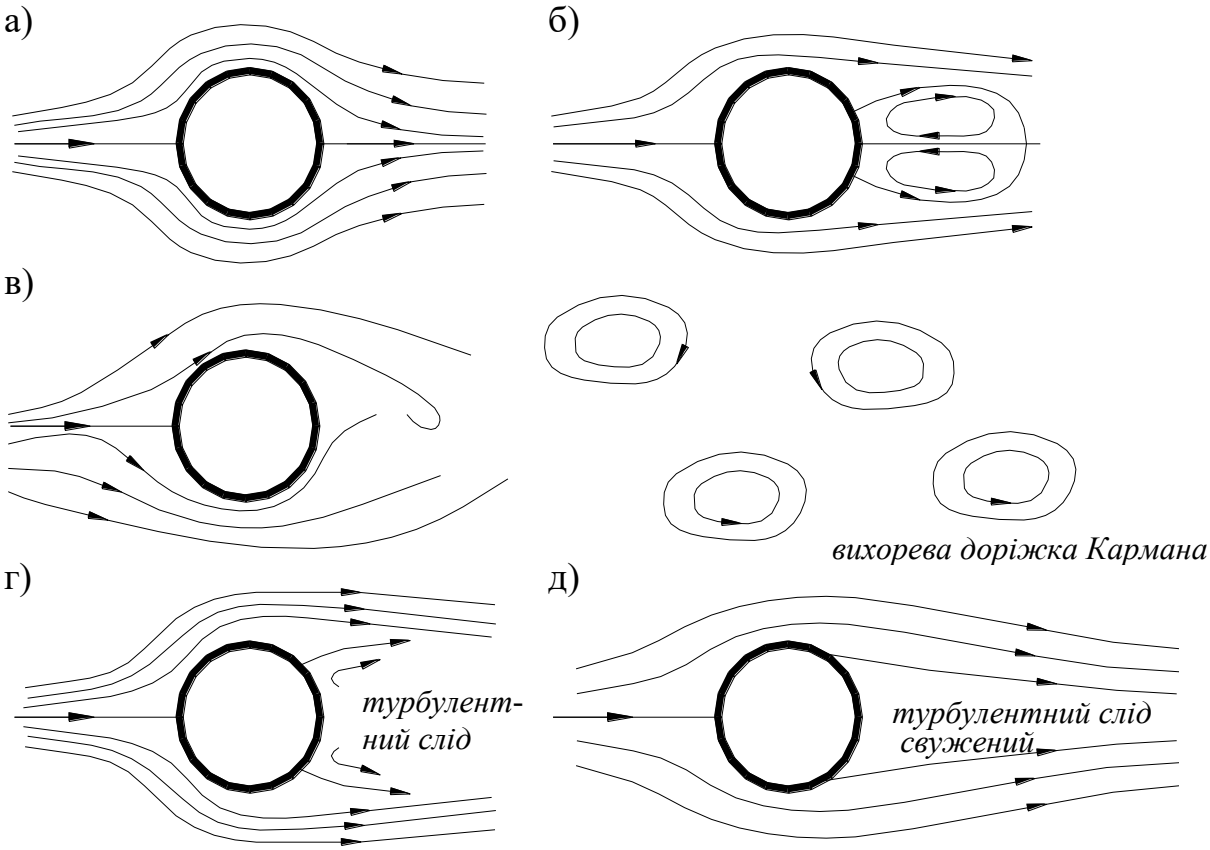


Рис. 11.8. Обтікання колового циліндра:
а) − Re ≈ 1; б) − Re ≈ 20; в) − 30 ≤ Re ≤ 5000; г) − 5000 ≤ Re ≤ 200000; д) − Re ≥ 200000

- $5000 \le Re \le 20000$. Перед точкою відриву зберігається безвідривне ламінарне обтікання циліндра. У потоці, що відокремився, спостерігається просторова картина рухів, і в спутному струмені відбувається перехід до турбулентної течії (рис. 11.8, г).
- $Re \approx 200000$. Спутний струмінь помітно звужується, і зрив вихорів в більшій степені представляється випадковим. Зі збільшенням швидкості при $Re \approx 4 \cdot 10^6$ зрив вихорів знову стає регулярним, попри те, що спутний струмінь тепер зберігає значну міру турбулентності (рис. 11.8, д). Найбільше значення *Re*, до якого проводилися експериментальні дослідження цього явища, складає приблизно 10^8.

Слід зазначити, що інші поганооптічні тіла, особливо трикутні, квадратні, прямокутні і інші призми правильної і неправильної геометричної форми, викликають аналогічні явища зриву вихорів.

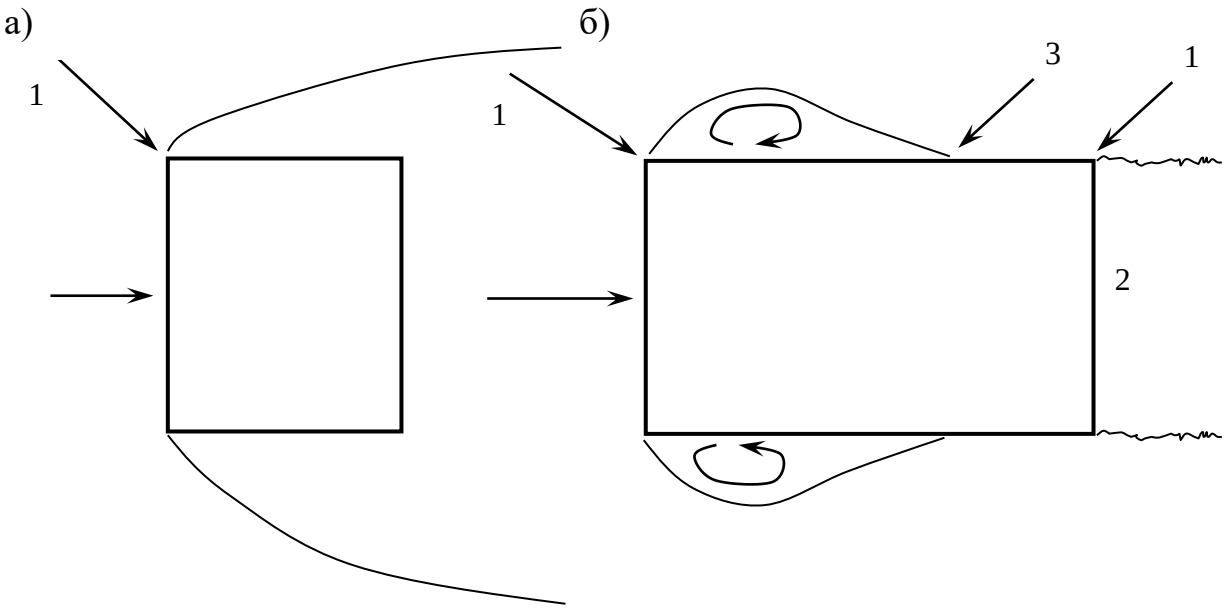


Рис. 11.9. Обтікання квадратної (а) і прямокутної (б) перешкод:
1 − відрив; 2 − спутний струмінь; 3 − повторне з’єднання

На результуючий спутний струмінь впливає не лише поганооптічна лобова поверхня тіла, але також довжина тіла у напрямі течії і його загальна форма. При порівнянні обтікання квадратних і прямокутних призм (рис. 11.9) видно, що квадратний поперечний переріз (при досить великому *Re*) викликає відрив потоку, що супроводжується появою широкого турбулентного спутного струменя, тоді як при більше витягнутій прямокутній формі (залежно від відношення довжини до ширини) відрив потоку може статися в передніх кутах, за ним вниз за течією слідує відновлення безвідривного обтікання і ще один відрив потоку на задній кромці.

Література

1. ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи». – К.: Мінбуд України, 2006. – 60 с.
2. 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.
3. Кінаш Р.І., Бурнаєв О.М. Вітрове навантаження і вітроенергетичні ресурси в Україні. – Львів: Вид-во науково-технічної літератури, 1998. –1152 с.
4. Пашинський В.А. Атмосферні навантаження на будівельні конструкції. – К.: Вид-во «Сталь», 1999. – 185 с.

5. Клімат України / За ред. В.М. Ліпинського, В.А. Дячука, В.М. Бабиченко. – К.: Вид-во Раєвського, 2003. – 343 с

6. Eurocode 1: Actions on Structures. – Part 1-4: General Actions – Wind Actions. – Brussels: CEN TC 250, 2002. – 155 p.

Контрольні питання

1. Як виникає циркуляція атмосферного повітря?
2. Роль циклонів і антициклонів у формуванні руху повітря.
3. Які прилади застосовуються для вітрових вимірювань?
4. Як організовані метеорологічні вимірювання вітру?
5. Яку форму має спектр Ван дер Ховена?
6. Як описується вертикальний профіль швидкості вітру?
7. Як відбувається обдування вітром конструкцій?

ЛЕКЦІЯ 12. ВІТРОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ – НОРМУВАННЯ

12.1. Нормування вітрового навантаження по ДБН
12.2. Розрахункові значення вітрового навантаження
12.3. Коефіцієнти методики розрахунку вітрового навантаження
12.4 Коефіцієнти надійності за значеннями вітрового навантаження
12.5. Імовірнісне обґрунтування норм вітрового навантаження
12.6. Загальноєвропейські вітрові норми Єврокод
12.7. Аеродинамічні коефіцієнти C_{aer} (витяг з дод. І [1])

Вимоги ДБН [1] (розділ 9) поширюються на будівлі і споруди простої геометричної форми, **висота яких не перевищує 200 метрів**.

При визначенні вітрового навантаження для будівель і споруд складної конструктивної чи геометричної форми (що включають вантові та висячі покриття, оболонки, антенні полотна), сталевих ґратчастих щогл та башт тощо, а також для будівель і споруд заввишки понад 200 метрів слід виконувати спеціальні динамічні розрахунки для визначення впливу пульсаційної складової навантаження, а в необхідних випадках – обдування моделей в аеродинамічній трубі.

12.1. Нормування вітрового навантаження по ДБН

Вітрове навантаження є змінним навантаженням, для якого встановлені два розрахункові значення:

- граничне розрахункове значення;
- експлуатаційне розрахункове значення.

Вітрове навантаження на споруду слід розглядати як сукупність:

а) нормального тиску, прикладеного до зовнішньої поверхні споруди або елемента;

б) сил тертя, спрямованих по дотичній до зовнішньої поверхні і віднесених до площі її горизонтальної (для шедових або хвилястих покрівель, покрівель з ліхтарями) або вертикальної (для стін із лоджіями і подібних конструкцій) проекції;

в) нормального тиску, прикладеного до внутрішніх поверхонь будівель з повітропроникними огородженнями, з прорізами, що відчиняються або постійно відкриті.

Сукупність зазначених сил може бути подана у формі нормального тиску, зумовленого загальним опором споруди у напрямку осей x і y та умовно прикладеного до проекції споруди на площину, перпендикулярну до відповідної осі.

12.2. Розрахункові значення вітрового навантаження

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C, \qquad (12.1)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження;

W_0 – характеристичне значення вітрового тиску (в Па);

C – коефіцієнт, що визначається за формулою (12.3).

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою

$$W_e = \gamma_{fe} W_0 C, \qquad (12.2)$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження, визначений за табл. 12.5.

Характеристичне значення вітрового тиску W_0 дорівнює середній (статичній) складовій тиску вітру на висоті 10 м над поверхнею землі, який може бути перевищений у середньому один раз за 50 років.

Характеристичне значення вітрового тиску W_0 визначається залежно від вітрового району по карті (рис. 12.1) або за додатком Е [1] (5 районів замість 3-х за СНиП.

***Примітка**. В необхідних випадках W_0 допускається визначати шляхом статистичного оброблення результатів строкових вимірювань швидкості вітру.*

12.3. Коефіцієнти методики розрахунку вітрового навантаження

Коефіцієнт *C* визначається за формулою

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d, \qquad (12.3)$$

де C_{aer} - аеродинамічний коефіцієнт;

C_h - коефіцієнт висоти споруди;

C_{alt} - коефіцієнт географічної висоти;

C_{rel} - коефіцієнт рельєфу;

C_{dir} - коефіцієнт напрямку;

C_d - коефіцієнт динамічності.

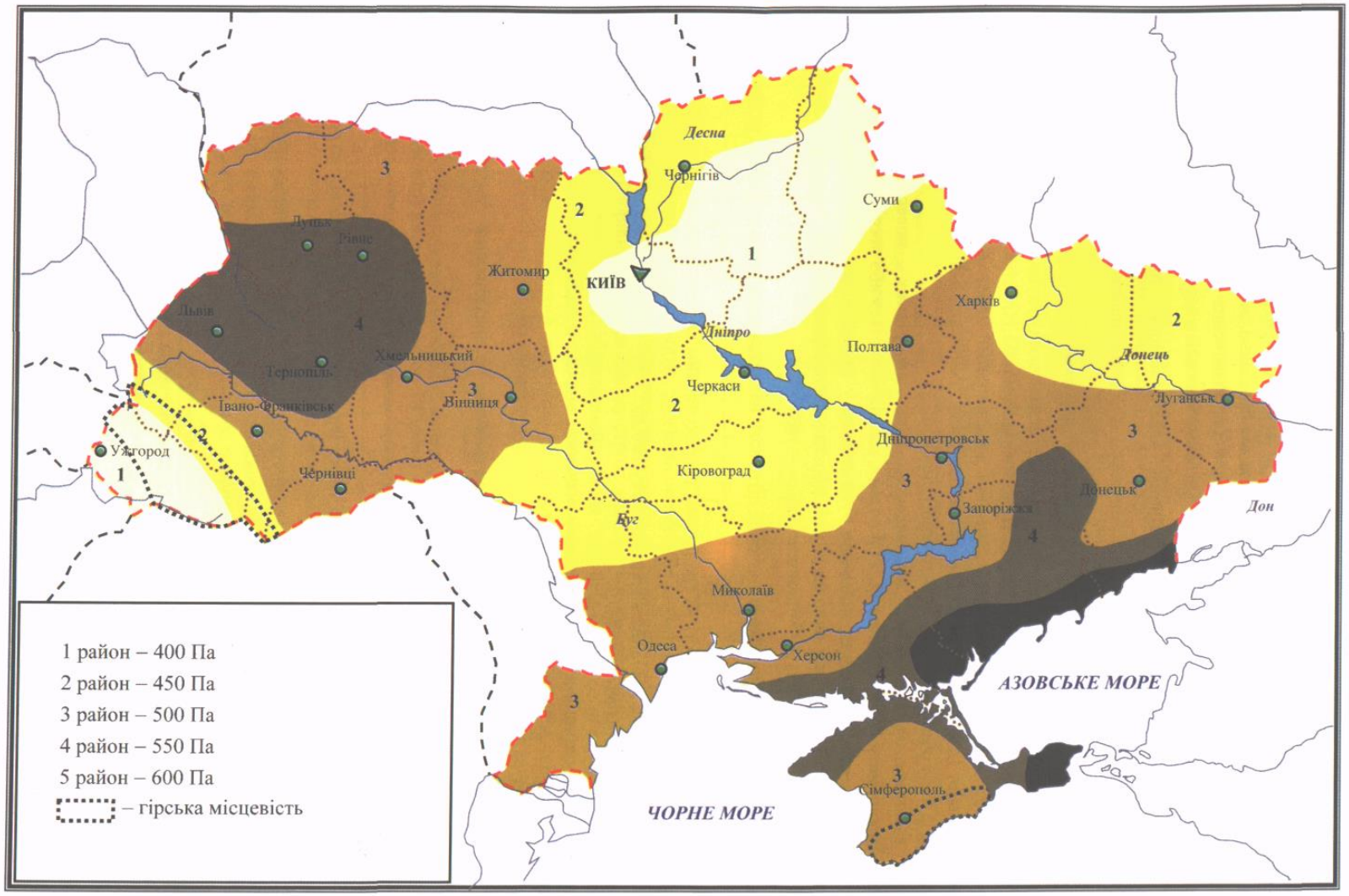


Рис. 12.1. Карта районування території України за характеристичними значеннями вітрового тиску

Аеродинамічні коефіцієнти C_{aer} враховують характер обдування споруд вітром. За нормами ДБН аеродинамічні коефіцієнти C_{aer} визначаються за п. 12.7 (додаток І [1]) залежно від форми споруди або конструктивного елемента і можуть мати вигляд:

- коефіцієнтів C_e, які слід враховувати при визначенні вітрового тиску, прикладеного нормально до зовнішніх поверхонь споруди або елемента і віднесеного до одиниці площі цієї поверхні;
- коефіцієнтів тертя C_f, які слід враховувати при визначенні сил тертя, спрямованих по дотичній до зовнішньої поверхні споруди або будівлі і віднесених до площі її горизонтальної або вертикальної проекції;
- коефіцієнтів C_i які слід враховувати при визначенні вітрового тиску, прикладеного нормально до внутрішніх поверхонь будівель з проникними огородженнями, з прорізами, що відчиняються або постійно відкриті;
- коефіцієнтів лобового опору C_x, які слід враховувати для окремих елементів і конструкцій при визначенні тієї складової загального опору тіла, яка діє в напрямку вітрового потоку і віднесена до площі проекції тіла на площину, перпендикулярну до потоку;
- коефіцієнтів поперечної сили C_y, які слід враховувати для окремих елементів і конструкцій при визначенні тієї складової загального опору тіла, яка діє перпендикулярно до вітрового потоку і віднесена до площини проекції тіла на площину потоку.

Коефіцієнт висоти споруди C_h враховує збільшення вітрового навантаження є висотою. В нормах ДБН коефіцієнт C_h враховує висоту споруди або її частини, що розглядається, над поверхнею землі (Z), тип навколишньої місцевості і визначається за табл. 12.1 для будівель і споруд, старший період власних коливань яких не перевищує 0,25с, і за табл. 12.2 для всіх інших будівель і споруд.

Таблиця 12.1

Коефіцієнти висоти споруди (для $T \leq 0{,}25$ с)

Z(м)	***C_h для типу місцевості***			
	I	***II***	***III***	***IV***
≤5	*0,90*	*0,7*	*0,40*	*0,20*
10	*1,20*	*0,90*	*0,60*	*0,40*
20	*1,35*	*1,15*	*0,85*	*0,65*
40	*1,60*	*1,45*	*1,15*	*1,00*
60	*1,75*	*1,65*	*1,35*	*1,10*
80	*1,90*	*1,75*	*1,50*	*1,20*
100	*1,95*	*1,85*	*1,60*	*1,25*
150	*2,15*	*2,10*	*1,85*	*1,35*
200	*2,30*	*2,20*	*2,05*	*1,45*

Таблиця 12.2

Коефіцієнти висоти споруди (для T > 0,25 с)

Z(м)	C_h *для типу місцевості*			
	I	***II***	***III***	***IV***
≤ 5	*1,40*	*1,20*	*0,90*	*0,60*
10	*1,80*	*1,50*	*1,20*	*1,00*
20	*1,95*	*1,85*	*1,55*	*1,40*
40	*2,25*	*2,20*	*2,00*	*1,95*
60	*2,45*	*2,45*	*2,25*	*2,15*
80	*2,65*	*2,60*	*2,45*	*2,30*
100	*2,70*	*2,70*	*2,60*	*2,40*
150	*2,95*	*3,00*	*2,90*	*2,60*
200	*3,10*	*3,20*	*3,20*	*2,80*

Проміжні значення коефіцієнту C_h слід визначати лінійною інтерполяцією.

Типи місцевості, що оточує будівлю чи споруду, визначаються для кожного розрахункового напрямку вітру окремо:

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.

При визначенні типу місцевості споруда вважається розташованою на місцевості даного типу для певного розрахункового напрямку вітру, якщо у цьому напрямку така місцевість є на відстані 30Z при повній висоті споруди Z<60 м або 2 км – при більшій висоті.

Примітка. У *випадку, якщо споруда розташована на межі місцевостей різних типів або є сумніви відносно вибору типу місцевості, слід приймати тип місцевості, що має більше значення коефіцієнта* C_h.

Коефіцієнт географічної висоти C_{alt} враховує висоту H (в кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря і обчислюється за формулою

$$C_{alt} = 2H \ (H > 0{,}5 \text{ км}); \ C_{alt} = 1 \ (H \le 0{,}5 \text{ км}). \qquad (12.4)$$

Примітка. *Формула (12.4) використовується для об'єктів, розташованих у гірській місцевості, і дає орієнтовне значення в запас надійності. При наявності результатів метеорологічних спостережень за вітром, проведених у зоні будівельного майданчика, характеристичне значення вітрового навантаження обчислюється шляхом статистичного оброблення результатів строкових замірів швидкостей вітру і при цьому приймається* C_{alt}=1.

Коефіцієнт рельєфу C_{rel} враховує мікрорельєф місцевості поблизу площадки розташування будівельного об'єкта і приймається таким, що дорівнює одиниці, за винятком випадків, коли об'єкт будівництва розташований на пагорбі або схилі. В цих випадках швидкість вітру може збільшуватися (рис. 12.2).

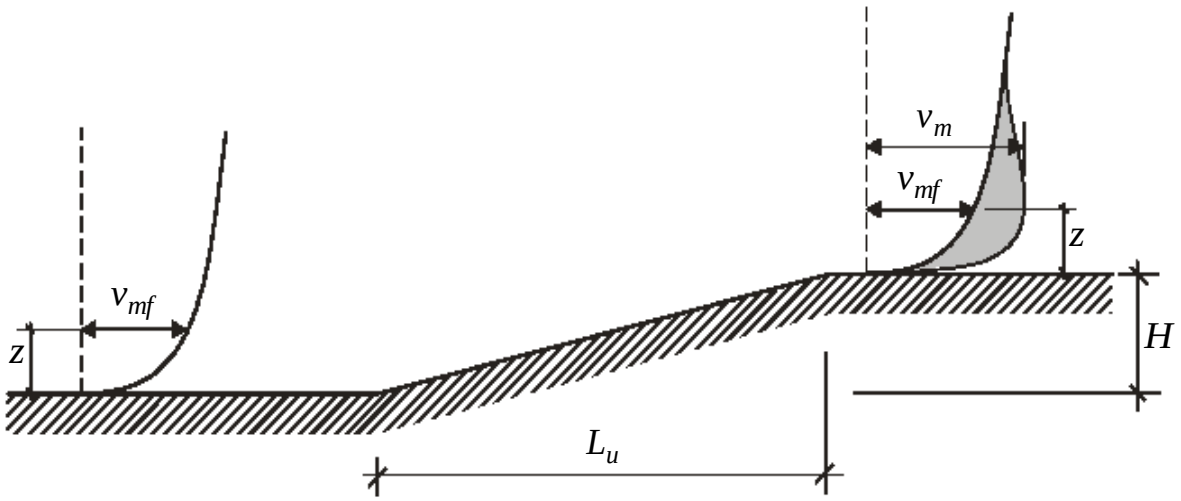


Рис. 12.2. Збільшення швидкості вітру над схилом

v_{mf} – середня швидкість вітру над рівнинною місцевістю;

v_m – середня швидкість вітру в місці зміни рельєфу.

Коефіцієнт рельєфу слід враховувати в тому випадку, коли споруда розташована на пагорбі або схилі на відстані від початку схилу не меншій, ніж половина довжини схилу або півтори висоти пагорба.

Коефіцієнт рельєфу C_{rel} визначається за формулами

$$C_{rel} = 1 \quad \text{при} \quad \varphi < 0{,}05;$$
$$C_{rel} = 1 + 2S\varphi \quad \text{при} \quad 0{,}05 < \varphi < 0{,}3;$$
$$C_{rel} = 1 + 0{,}6 \quad \text{при} \quad \varphi > 0{,}3. \qquad (12.5)$$

У формулах (12.5) позначено:

φ – ухил з підвітряного боку;

S – коефіцієнт, що визначається за рис. 12.3 для схилів і за рис.12.4 для пагорбів.

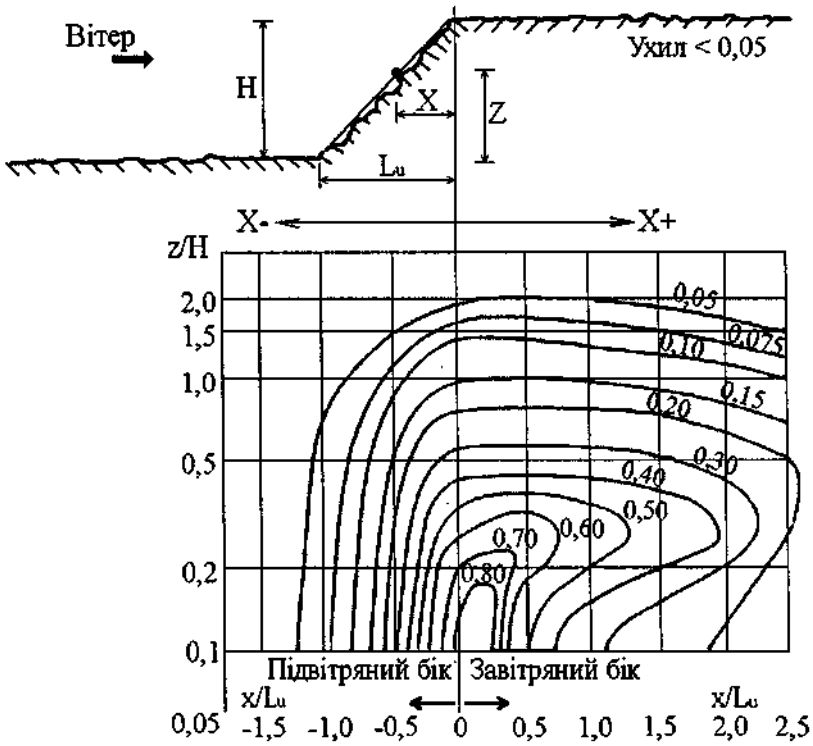


Рис. 12.3. Коефіцієнт *S* для схилів

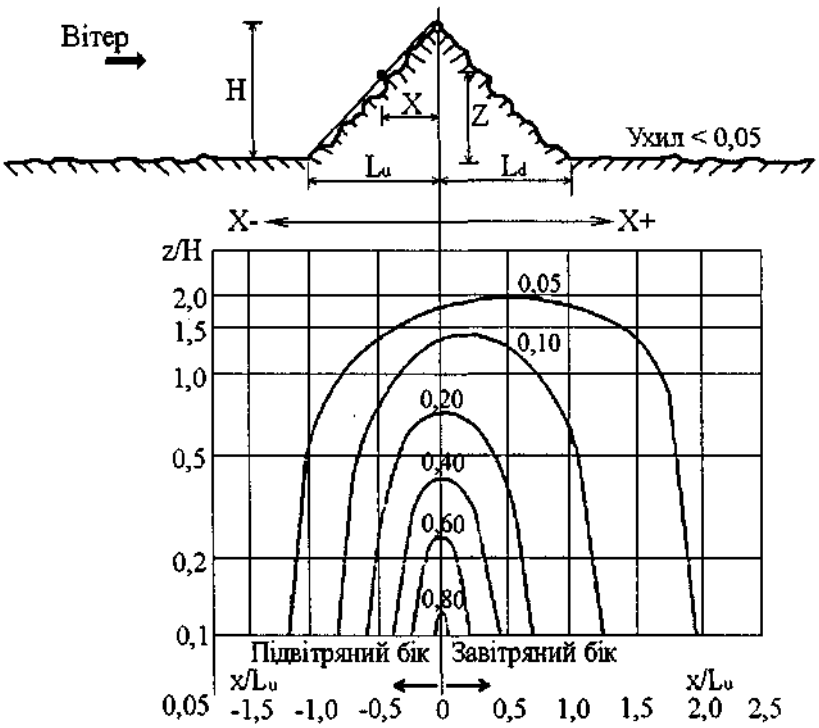


Рис. 12.4. Коефіцієнт *S* для пагорбів

На рис. 12.3 і 12.4 позначено:

φ – ухил *H/L* з підвітряного боку;

L_u – проекція довжини підвітряного схилу на горизонталь;

L_d - проекція довжини завітряного схилу на горизонталь;

H – висота пагорба або схилу;

X - відстань по горизонталі від споруди до вершини;

Z - відстань по вертикалі від поверхні землі до споруди;

L_e - ефективна довжина підвітряного схилу ($L_e=L$ при $0{,}05<\varphi<0{,}3$; $L_e=3{,}3H$ при $\varphi>0{,}3$).

Коефіцієнт напрямку C_{dir} враховує нерівномірність вітрового навантаження за напрямками вітру і, як правило, приймається таким, що дорівнює одиниці. Значення C_{dir}, що відрізняється від одиниці, допускається враховувати при спеціальному обґрунтуванні тільки для відкритої рівнинної місцевості та при наявності достатніх статистичних даних.

Коефіцієнт динамічності C_d враховує вплив пульсаційної складової вітрового навантаження і просторову кореляцію вітрового тиску на споруду. Для будівель і споруд, старший період коливань яких не перевищує 0,25 сек, $C_d=1$. Для основних типів будівель і споруд, старший період коливань яких перевищує 0,25 сек, значення C_d визначаються за графіками, наведеним в ДБН (рис. 9.5…9.10 [1]). Приклади графіків наведені нижче на рис. 12.5…12.7. Наведені на рисунках ширина і діаметр прийняті в перерізі, перпендикулярному до вітрового потоку. Значення C_d слід приймати за лівою кривою відповідного графіка.

У випадках, коли C_d >1,2, необхідно виконувати спеціальний динамічний розрахунок, за допомогою якого визначається вплив пульсаційної складової вітрового навантаження.

Примітки. *Значення $C_d<1{,}0$ враховують малу імовірність одночасного зростання пульсаційного тиску у всіх точках споруди.*

Для перевірки міцності огороджувальних конструкцій, які зазнають безпосередньої дії вітру і мають площу менш як 36 м^2, слід приймати $C_d \geq 1{,}0$.

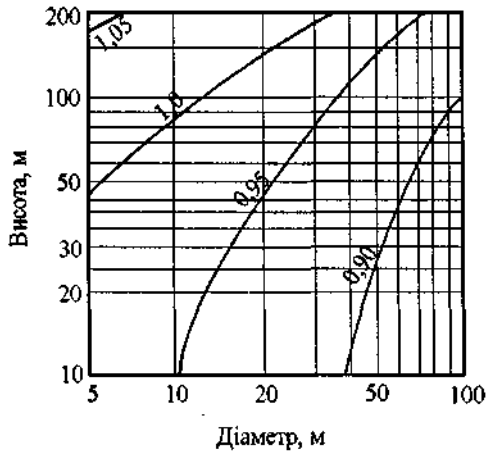


Рис. 12.5. Коефіцієнт C_d для кам'яних будівель і будівель із залізобетонним каркасом

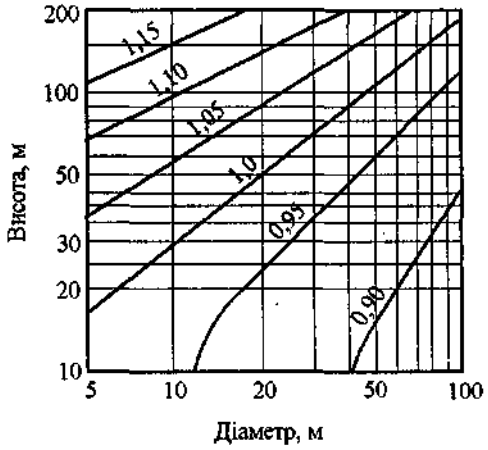


Рис. 12.6. Коефіцієнт C_d для будівель із сталевим каркасом

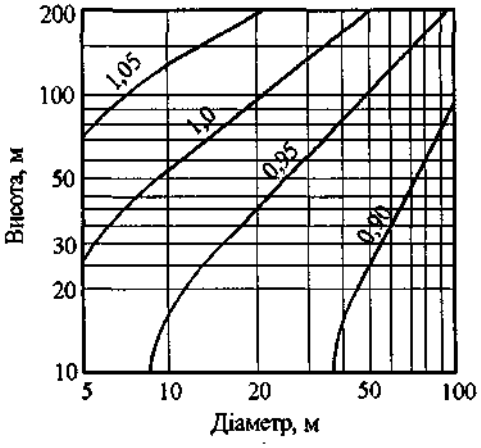


Рис. 12.7. Коефіцієнт C_d для будівель із сталебетонним каркасом

12.4 Коефіцієнти надійності за значеннями вітрового навантаження

Коефіцієнт надійності γ_{fm} за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження визначається залежно від заданого середнього періоду повторюваності T за табл. 12.3.

Таблиця 12.3

Значення коефіцієнту надійності γ_{fm}

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

Проміжні значення коефіцієнта γ_{fm} слід визначати лінійною інтерполяцією.

Для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності T приймати таким, що дорівнює встановленому терміну експлуатації конструкції T_{ef}.

Для об'єктів, що мають підвищений рівень відповідальності, для яких технічним завданням встановлена імовірність P неперевищення (забезпеченість) граничного розрахункового значення вітрового навантаження протягом встановленого терміну служби, середній період повторюваності граничного розрахункового значення вітрового навантаження обчислюється за формулою

$$T = T_{ef}K_p, \qquad (12.6)$$

де K_p – коефіцієнт, визначений за табл. 12.4 залежно від імовірності P.

Таблиця 12.4

Значення коефіцієнту K_p

P	***0,37***	***0,5***	***0,6***	***0,8***	***0,85***	***0,9***	***0,95***	***0,99***
K_p	*1,00*	*1,44*	*1,95*	*4,48*	*6,15*	*9,50*	*19,50*	*99,50*

Проміжні значення коефіцієнта K_p слід визначати лінійною інтерполяцією.

Коефіцієнт надійності γ_{fe} за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження визначається за табл. 12.5 залежно від

частки часу η, протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану.

Таблиця 12.5

Значення коефіцієнту надійності γ_{fe}

η	0,002	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1
γ_{fe}	0,42	0,33	0,27	0,21	0,18	0,16	0,14	0,09

Проміжні значення коефіцієнта γ_{fe} слід визначати лінійною інтерполяцією.

Значення η приймається за нормами проектування конструкцій або встановлюється завданням на проектування залежно від їхнього призначення, відповідальності та наслідків виходу за граничний стан. Для об'єктів масового будівництва допускається приймати η = 0,02.

При проектуванні високих споруд, відносні розміри яких задовольняють умову $h/d>7$, необхідно додатково виконувати перевірочний розрахунок на вихрове збудження (вітровий резонанс); тут h – висота споруди, d – мінімальний розмір поперечного перерізу, розташованого на рівні $2/3h$.

12.5. Імовірнісне обґрунтування норм вітрового навантаження

Розробці і виходу у світ Державних норм України ДБН В.1.2-2006 "Навантажень і дії" [1] у частині вітрового навантажень передували багаторічні роботи українських дослідників, у тому числі А.В. Перельмутера і М.А. Микитаренко (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. [2, 3, 4, 5].

Для статистичного дослідження і нормування вітрового навантаження були використані результати строкових вимірювань швидкості і напряму вітру, виконаних анеморумбометрами на 195 метеостанціях України упродовж 1970…1990 років В цілому для нормування вітрового навантаження України була використана представницька вибірка з більше 12 мільйонів результатів строкових спостережень за вітром. Вітрові вимірювання здійснюються на стандартній висоті 10 м 8 разів у добу, під час яких виконуються вимірювання швидкості вітру v_m з десятихвилинним осередненням, що дає можливість визначати вітровий тиск (Па) за відомою формулою:

$$W_0 = 0{,}61 v_m^2 \qquad (12.7)$$

Отримані результати свідчать про значну територіальну мінливість вітрового навантаження, що помітно відрізняється від його занадто узагальненого нормування за СНиП, згідно з якими практично уся територія України відносилася до II (нормативне навантаження W_0 = 0,3 кПа, розрахункове 0,42 кПа) і III (W_0 = 0,38 кПа, розрахункове 0,53 кПа) вітровим районам. Більш детальне територіальне районування України по характеристичних значеннях вітрового навантаження включає п'ять територіальних районів з розрахунковими характеристичними значеннями від 0,4 до 0,6 кПа (рис. 12.1). З карти рис. 12.1 можна побачити, що найменші значення вітрового навантаження спостерігаються в центральних і північно-західних районах України, а також в Закарпатті. Великі вітрові навантаження реалізуються в Карпатах, Прикарпаття і в приморських районах.

Порівняння вітрового районування за ДБН [1] зі СНиП виявляє порівняно невелику різницю розрахункових швидкісних тисків. Для центральних областей, частини Криму, Львова, Одеси, Херсона і Луганська вітрове навантаження менше, ніж в нормах СНиП. У Приазов'ї, навпаки, вітрове навантаження набагато вище. В середньому по Україні карта 12.1 занижує вітрове навантаження на 4 %. При цьому для 34 % пунктів спостереження вітрове навантаження занижене на 15…25%, а для 12 % метеостанцій потрібне її підвищення на 25…65% [5].

Для переходу від базового періоду повторюваності T = 50 років до інших значень T (в роках) обґрунтована залежність, узагальнена для території України, для коефіцієнта надійності по граничному розрахунковому значенню вітрового навантаження:

$$\gamma_{fm} = 0{,}56 + 0{,}12 \ln T \,. \qquad (12.8)$$

У тексті ДБН ця залежність дана в табличній формі (таблиця 12.3).

У нормах ДБН [1] прийнято, що експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження W_e залежить від частки часу η, упродовж якого воно може перевищуватися. За даними 195 метеостанцій України були підраховані експлуатаційні розрахункові значення вітрового навантаження W_e, залежні від географічного району і від частки терміну служби конструкції η [5]. Це дало можливість обґрунтувати відповідний коефіцієнт

$$\gamma_{fe} = 0{,}358\left[-\lg(\eta)\right]^{3/2}. \qquad (12.9)$$

Можна також користуватися відповідною таблицею ДБН (см вище таблицю 10.3), побудованою по формулі (12.9).

12.6. Загальноєвропейські вітрові норми Єврокод

Норми Єврокод − це комплекс правил і методів проектування будівельних конструкцій, які прийняті на території більшості країн Європи. У цьому параграфі ми коротко зупинимося на розділі Eurocode: Wind actions [6], який містить правила і методи для розрахунку вітрового навантаження на будівельні конструкції. Цей розділ Єврокод передбачає роздільний опис середньої і пульсаційної складових швидкості вітру. Середня швидкість вітру на висоті визначається по формулі:

$$v_m(z) = v_b \cdot c_r(z) \cdot c_o(z), \tag{12.10}$$

де $c_r(z)$ − коефіцієнт шорсткості (*roughness factor*); $c_o(z)$ − коефіцієнт орографії (*orography factor*); v_b − базова швидкість вітру (*basic wind velocity*).

Базова швидкість вітру визначається по формулі:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}, \tag{12.11}$$

де c_{dir} − коефіцієнт напряму (*direction factor*); c_{season} − коефіцієнт пори року (*season factor*); $v_{b,0}$ − фундаментальне значення базової швидкості вітру (*fundamental value of the basic wind velocity*).

Значення коефіцієнтів c_{dir} і c_{season} (назва яких говорить саме за себе) рекомендується приймати рівним одиниці, якщо в Національних додатках немає інших рекомендацій щодо їх визначення.

Фундаментальне значення базової швидкості − це швидкість вітру, визначена з 10-хвилинним періодом усереднювання незалежно від напряму і пори року на висоті 10 м у відкритій місцевості з низькою рослинністю. Величина $v_{b,0}$ нормується Національними Додатками країн Європи, на території яких діє система стандартів Єврокод. Приклад такого нормування ілюструється рис. 12.8. На відміну від вітчизняних норм проектування, які оперують швидкісним тиском, в Єврокоді нормується швидкість вітру. За базовий період повторюваності величини $v_{b,0}$ вибраний період 50 років. При необхідності врахування іншого періоду повторюваності, базова швидкість вітру, знайдена за виразом (12.11), має бути помножена на коефіцієнт вірогідності *(probability factor)* c_{prob}:

$$c_{prob} = \left(\frac{1 - K \ln[-\ln(1-p)]}{1 - K \ln(-\ln 0.98)} \right)^n, \tag{12.12}$$

де K − параметр форми (*shape parameter*); n − показник степені.

Значення K і n можуть регламентуватися в Національних Додатках (наприклад, для Нідерландів, де для кожного вітрового району регламентовано своє значення величин K і n). За відсутності рекомендацій за визначенням цих величин слід приймати $K = 0{,}2$ і $n = 0{,}5$. Параметр p у формулі (12.12) визначає імовірність щорічного перевищення швидкістю вітру рівня v_b, тобто $p = 1/T$, де T − період повторюваності швидкості вітру.

Для прикладу, в таблиці. 12.6 приведені порівняльні дані за величиною p і коефіцієнтом запасу γ_f, що використовуються у ряді країн світу.

Таблиця 12.6

Порівняльна характеристика величини p і коефіцієнта γ_f, що використовуються у світовій практиці

№ п/п	*Країна*	p	γ_f
1	*Австралія*	*0,05 за 50 років*	*1,0*
2	*Канада*	*0,033 на протязі року*	*1,3*
3	*Німеччина*	*0,1 на протязі року*	*1,5*
4	*Велика Британія*	*0,02 на протязі року*	*1,4*
5	*Японія*	*0,01 на протязі року*	*1,0*
6	*Нідерланди*	*0,08 на протязі року*	*1,5*
7	*Нова Зеландія*	*0,05 за 50 років*	*0,93*
8	*ПАР*	*0,02 на протязі року*	*1,3*
9	*Швейцарія*	*0,02 на протязі року*	*1,5*
10	*США*	*0,02 на протязі року*	*1,3*
11	*Єврокод*	*0,02 на протязі року*	*1,5*

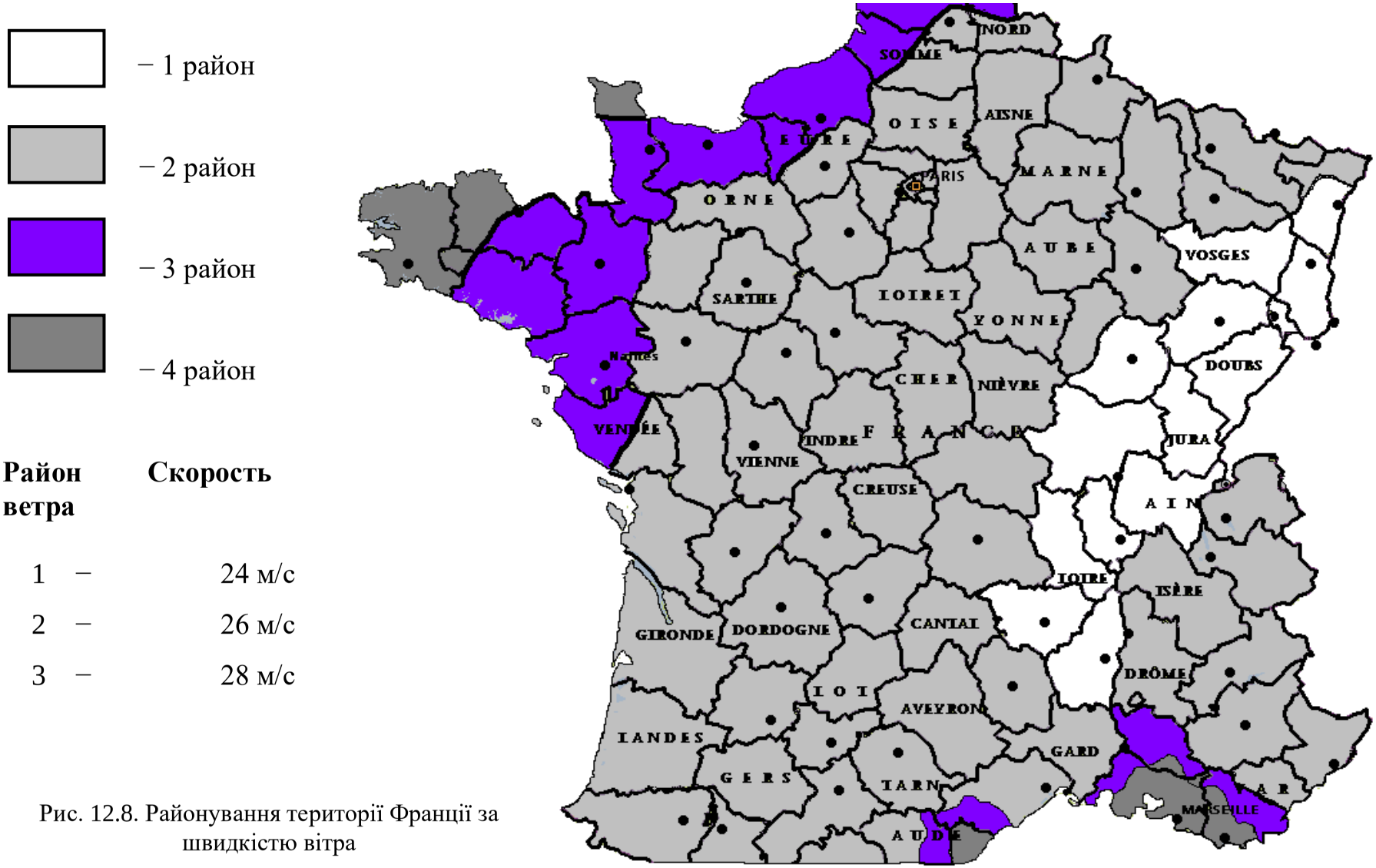


Рис. 12.8. Районування території Франції за швидкістю вітра

12.7. Аеродинамічні коефіцієнти C_{aer} (витяг з дод. І [1])

Аеродинамічні коефіцієнти C_{aer} наведені в додатку І, де стрілками позначений напрямок вітру. Знак «плюс» біля коефіцієнта відповідає напрямку тиску вітру на поверхню, знак «мінус» – від поверхні. Проміжні значення коефіцієнтів слід визначати лінійною інтерполяцією.

У випадках, не передбачених додатком І (інші форми споруд, врахування при належному обґрунтуванні інших напрямків вітрового потоку або складових загального опору тіла в інших напрямках тощо), аеродинамічні коефіцієнти допускається приймати за довідковими та експериментальними даними або на основі результатів продувань моделей конструкцій в аеродинамічних трубах.

Схема 1. Окремо розташовані плоскі суцільні конструкції

Вертикальні поверхні та такі, що відхиляються від вертикальних не більш як на 15°.

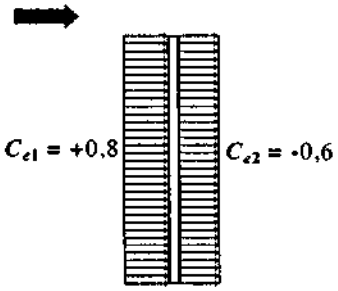
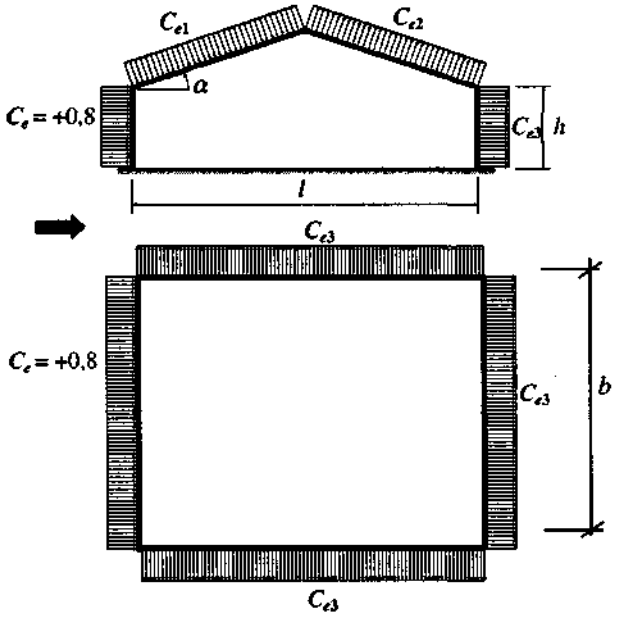


Схема 2. Будівлі с двосхилими покриттями

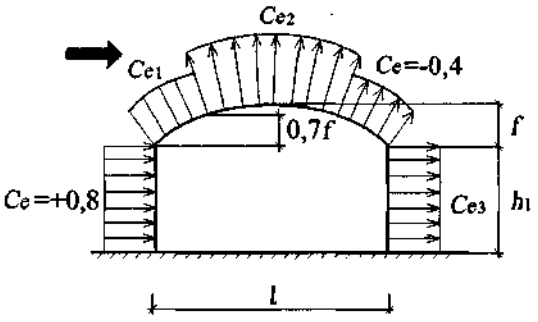


Коефіцієнт	α, град	Значення C_{e1}, C_{e2} при h_1/l, що дорівнює:			
		0	0,5	1	≥2
c_{e1}	0	0	-0,6	-0,7	-0,8
	20	+0,2	-0,4	-0,7	-0,8
	40	+0,4	+0,3	-0,2	-0,4
	60	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8
c_{e2}	≤60	-0,4	-0,4	-0,5	-0,8

b/l	Значення C_{e3} при h_1/l, що дорівнює:		
	≤0,5	1	≥2
≤1	-0,4	-0,5	-0,6
≥2	-0,5	-0,6	-0,6

Примітка. *При вітрі, перпендикулярному до торця будівлі, для всієї покрівлі* $C_e = -0,7$.

Схема 3. Будівлі зі склепінчастими та близькими до них за обрисом покриттями

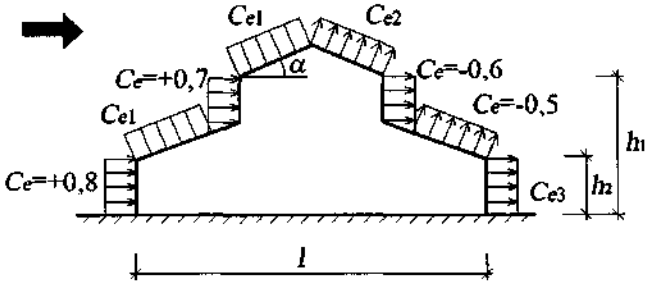


Коефіцієнт	h_1/l	Значення C_{e1}, C_{e2} при f/l, що дорівнює:				
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
C_{e1}	0	+0,1	+0,2	+0,4	+0,6	+0,7
	0,2	-0,2	-0,1	+0,2	+0,5	+0,7
	≥1	-0,8	-0,7	-0,3	+0,3	+0,7
C_{e2}	Довільне	-0,8	-0,9	-1	-1,1	-1,2

Значення C_{e3} приймається за схемою 2.

Примітка. *При вітрі, перпендикулярному до торця будівлі, для всієї покрівлі* $C_e = -0,7$.

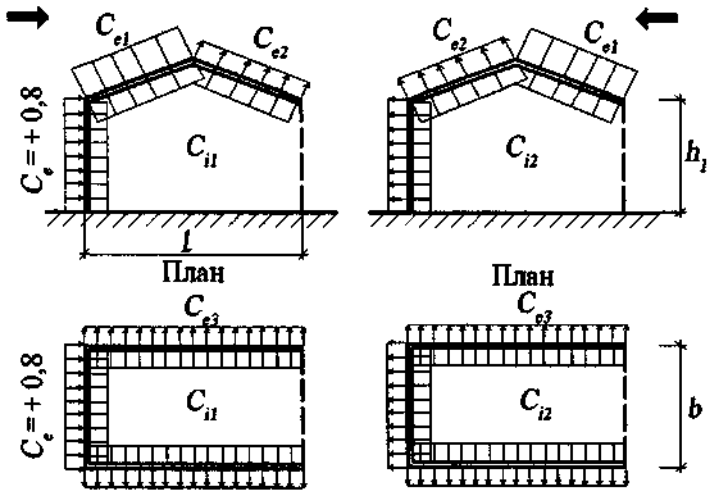
Схема 4. Будівлі з поздовжнім ліхтарем



Коефіцієнти C_{e1}, C_{e2}, C_{e3} слід визначати згідно з вказівками до схеми 2.

Примітка. *При розрахунку поперечних рам будівель з ліхтарем та вітровідбійними щитами значення сумарного коефіцієнта лобового опору системи «ліхтар-щити» приймається таким, що дорівнює 1,4.*

Схема 9. Будівлі, постійно відкриті з одного боку



При $\mu \le 5\%$ $C_{i1} = C_{i2} = \pm 0{,}2$; при $\mu \ge 30\%$ C_{i1} слід приймати таким, що дорівнює C_{i3}, визначеним згідно з вказівками до схеми 2; C_{i2}=+0,8.

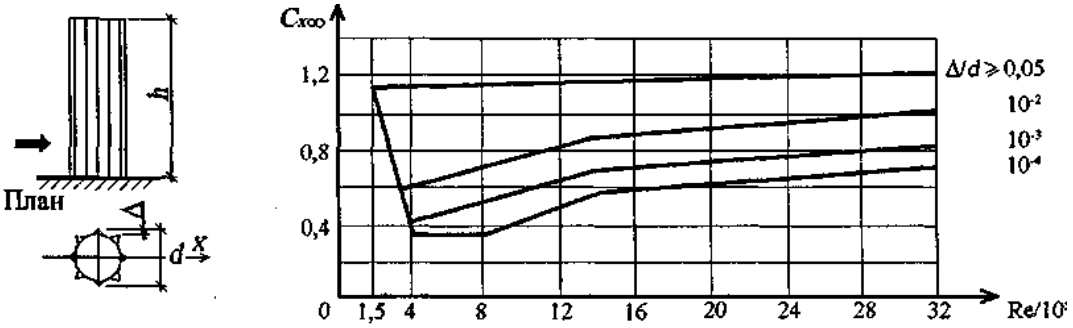
Примітки.

1.Коефіцієнти C_e на зовнішній поверхні слід приймати згідно з вказівками до схеми 2.

2.Проникність огородження μ слід визначати як відношення сумарної площі наявних у ньому прорізів до повної площі огородження. Для герметичної будівлі слід приймати C_i=0. В будівлях, вказаних у 9.3в, характеристичне значення внутрішнього тиску на легкі перегородки (при їхній поверхневій щільності менш як 100 кг/м^2) слід приймати 0,2w_0, але не менш ніж 0,1 кПа (10 кгс/м^2).

3.Для кожної стіни будівлі знак "плюс" або "мінус" для коефіцієнта C_{i1} при $\mu \le 5\%$ слід визначати виходячи з умови реалізації найбільш несприятливого варіанта навантаження.

Схема 14. Споруди та їхні елементи з круговою циліндричною поверхнею (резервуари, градирні, вежі, димарі), проводи і троси, а також круглі трубчасті і суцільні елементи наскрізних споруд



$$C_x = kC_{x\infty}$$

$C_{x\infty}$ – визначається за графіком;

k – визначається за табл. 1 схеми 13

λ_e	**5**	**10**	**20**	**35**	**50**	**100**	∞
к	*0,6*	*0,65*	*0,75*	*0,85*	*0,90*	*0,95*	*1,00*

Тут $\lambda_e = l/b$, де l і b – відповідно максимальний і мінімальний розміри споруди або її елемента в площині, перпендикулярній до напрямку вітру.

Примітки.

1. *Число Рейнольда* $\mathrm{Re} = 0{,}88d\sqrt{W_0 k(z)\gamma_f}\cdot 10^5$, *де* $z = h$, d *– діаметр споруди. Значення* Δ *приймаються: для дерев'яних конструкцій* $\Delta = 0{,}005$ *м; для цегляної кладки* $\Delta = 0{,}01$ *м; для бетонних і залізобетонних конструкцій* $\Delta = 0{,}005$ *м; для сталевих конструкцій* $\Delta = 0{,}001$ *м; для проводів і тросів діаметром* d $\Delta = 0{,}01\,d$*; для ребристих поверхонь із ребрами висотою* b $\Delta = b$.
2. *Для хвилястих покриттів* $C_f = 0{,}04$.
3. *Для проводів і тросів (у тому числі і вкритих ожеледдю)* $C_f = 1{,}2$. *Для проводів і тросів* $d \geq 20$ *мм, вільних від ожеледі, значення* C_x *допускається знижувати на 10%.*

Література

1. ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи». – К.:Мінбуд України, 2006. – 60 с.

2. Пічугін С.Ф. Розрахунок надійності будівельних конструкцій. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2016. – 520 с.

3. 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.

4. Кінаш Р.І., Бурнаєв О.М. Вітрове навантаження і вітроенергетичні ресурси в Україні. – Львів: Вид-во науково-технічної літератури, 1998. – 1152 с.

5. Пашинський В.А. Атмосферні навантаження на будівельні конструкції. – К.: Вид-во «Сталь», 1999. – 185 с.

7. Eurocode 1: Actions on Structures. – Part 1-4: General Actions – Wind Actions. – Brussels: CEN TC 250, 2002. – 155 p.

Контрольні питання

1. Як нормується вітрове навантаження за ДБН?
2. Які розрахункові значення має вітрового навантаження?
3. Які коефіцієнти вводяться у розрахунок вітрового навантаження?
4. Коефіцієнти надійності за значеннями вітрового навантаження
5. Імовірнісне обґрунтування норм вітрового навантаження.
6. Особливості загальноєвропейських вітрових норм Єврокод.
7. Наведіть приклади аеродинамічних коефіцієнтів C_{aer}.

ЛЕКЦІЯ 13. КРАНОВІ НАВАНТАЖЕННЯ – ПРИРОДА, ОСОБЛИВОСТІ

13.1. Мостові крани загального призначення
13.2. Мостові крани спеціального призначення
13.3. Металургійні мостові крани
13.4. Підвісні крани
13.5. Режими роботи кранів
13.6. Методика експериментального дослідження кранових навантажень

Підйомно-транспортні машини – незамінний елемент будь-якої сфери економіки. Вони істотно збільшують продуктивність роботи і якість її виконання, економлячи при цьому людські ресурси. Технологічний процес більшості виробничих підприємств пов'язаний з необхідністю механізувати операції по вертикальному й горизонтальному транспортуванню вантажів з великим діапазоном ваги. Цю механізацію разом з іншими транспортними засобами здійснюють за допомогою мостових (опорних) (рис. 13.2) і підвісних (рис. 13.7) кранів, що є спеціальними пристроями, що пересуваються з вантажами вздовж і поперек цеху.

Залежно від призначення мостові крани, які встановлюються в промислових будівлях, підрозділяються на наступне основні групи: крани загального призначення, спеціальні крани і металургійні крани.

13.1. Мостові крани загального призначення

Мостові електричні крани загального призначення здійснюють підйом і транспортування деталей, вузлів і виробів, а також виконують монтажні операції у виробничих цехах машинобудівних і металургійних заводів, на естакадах, в машинних залах електростанцій і т. п. Основними вантажозахватними органами кранів загального призначення є головний і допоміжний крюки (гаки), які можуть переміщатися вертикально, вздовж і поперек цехи. Тому такі крани називаються також крюковими (гаковими).

Класифікація крюкових кранів.

- *Ручні крюкові однобалочні і двобалочні крани*, призначені для підйому і переміщення вантажів при виконанні періодичних робіт, відсутності силового струмопідвода у складах, в монтажних і ремонтних цехах, в машинних залах електростанцій.

- *Електричні крюкові однобалочні крани* (чотириколісні), призначені для підйому і переміщення вантажів в цехах і на складах.

- *Електричні двобалочні крани* (чотириколісні) що виконують аналогічні функції, а також застосовуються на відкритих майданчиках.

- *Електричні крюкові великій вантажопідйомності* (багатоколісні), призначені для переміщення вантажів великої маси в механічних і складальних цехах. Крім того, вони можуть бути використані для монтажних і ремонтних робіт.

Однобалочні крани. Такі мостові крани (кран-балки) отримали широке поширення для механізації навантажувально-розвантажувальних робіт, а також транспортних операцій на складах, монтажних і контейнерних майданчиках і в промислових цехах. Займаючи мінімум простору, кран-балки, завдяки своїй особливій конструкції, здатні обслуговувати практично усю площу цеху. Однобалочні крани можуть виконуватися з суцільними пролітними будовами (пролітними балками) у вигляді труби, двотаврової балки, перфорованої конструкції (рис. 13.1).

Рис. 13.1. Однобалочні крани (з перфорованою балкою)

Для однобалочних кранів з електричним приводом в якості вантажних візків застосовуються канатні електричні талі (електротельфери), такі крани мають вантажопідйомність 2,0…12,5 тс, проліт 10,5…28,5 м.

Електричні крюкові двобалочні мостові крани (рис. 13.2). Розглянемо детальніше його конструкцію на прикладі чотириколісного крану загального призначення вантажопідйомністю 50 тс (рис.13.3). Міст кранів сучасної конструкції, складається з двох пролітних (головних) балок 5 коробчастого перерізу. Балки виготовлені з листової сталі завтовшки 5…6 мм залежно від вантажопідйомності і посилені гофрами. У зовнішньому вертикальному листі балки для полегшення передбачені вікна. Перпендикулярно пролітним балкам розташовані кінцеві (поперечні) балки 8 також коробчастого перерізу.

До кінцевих балок на буксах приєднано по два ходові колеса 9, одне з яких приводне, зверху балок встановлені перилові обгороджування, а до торців приєднані пружинні буфера 10, якими міст упирається у тупики,

Рис. 13.2. Двобалочний мостовий кран

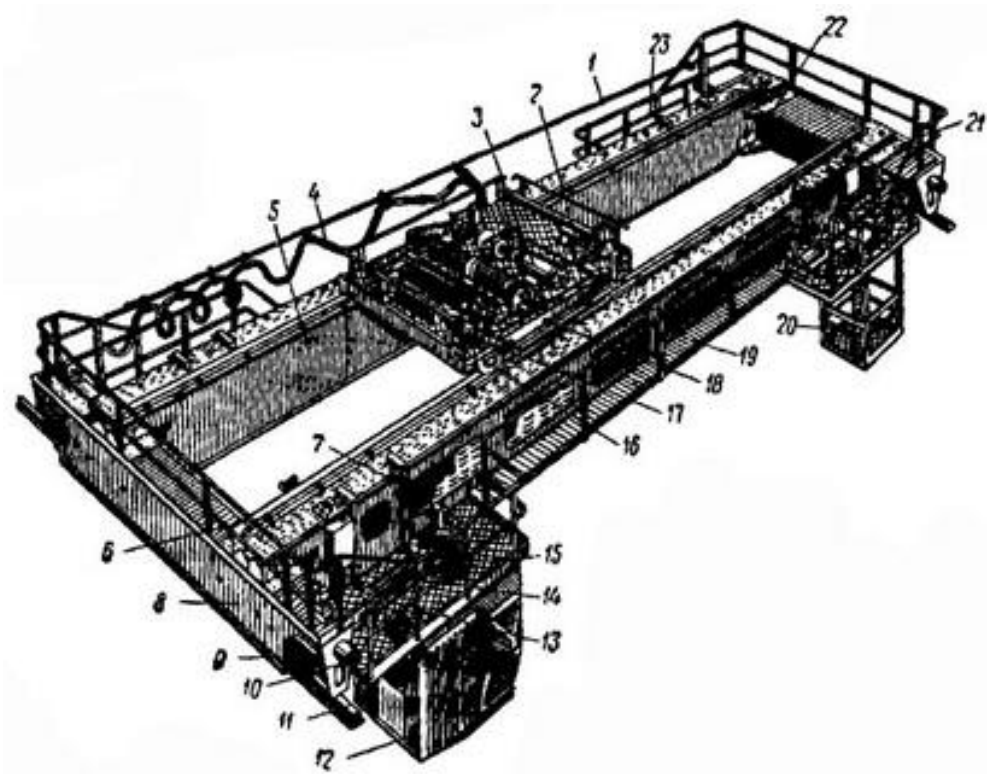


Рис. 13.3. Мостовий двобалочний електричний кран загального призначення вантажопідйомністю 50 тс

встановлені по кінцях підкранових рейок 11. До однієї з пролітних балок на підвісках 7 прикріплені два майданчики 15 з перилами. На кожному майданчику встановлений індивідуальний привід 14, що складається з електродвигуна і редуктора. Редуктор сполучений з приводним ходовим колесом плаваючим валом 13, приєднуваним за допомогою зубчастих муфт. Між майданчиками зроблений перехідний місток 19, захищений також перилами. До другої пролітної балки прикріплені аналогічні майданчики 23, які не сполучені між собою містком.

По пролітних балках укладені підвізкові рейки 6, по яких пересувається візок крану, утворений рамою 18, до якої на буксах прикріплено чотири ходові колеса 16, два з яких приводні. На рамі візка встановлені механізми пересування 2, основного 3 і допоміжного 17 підйомів. До барабанів механізмів підвішені поліспасти з вантажними блоками (на рисунку не показані). Живлення електроенергією візка крану відбувається по гнучкому кабелю 4, підвішеному на капронових роликах до дроту 1, натягнутою уздовж пролітної балки. До пролітної балки на стороні приводних коліс підвішені кабіна кранівника 12 і кабіна для обслуговування тролей 20. Вхід в кабіну-кранівника через люк блокується в електричній схемі крану так, що при відкритому люку механізми крану включені бути не можуть. Електроустаткування і електропроводки розміщені в порожнині пролітних балок, що виключило застосування труб для дротів. Усі механізми крану встановлені на підшипниках кочення.

Вантажопідйомність двобалочних чотириколісних кранів: 5; 10; 12,5; 16; 16/3,2; 20/5; 32/5 і 50/12,5 тс. Проліт: 10,5…34,5 м (з кроком 3 м). Висота підйому до 20 м.

Електричні крюкові мостові крани великої вантажопідйомності (рис. 13.4, а). Основними вантажозахватними органами таких кранів є головний і допоміжний крюки, які можуть переміщатися вертикально, вздовж і поперек цеху. Мости складаються з двох головних (пролітних) балок і двох кінцевих балок. Складніша конструкція кінцевих балок, що мають балансири для більше рівномірної передачі навантаження на підкранові балки. Враховуючи велику масу крану і вантажу, а також з метою зменшення навантаження на колеса, крани вантажопідйомністю 80, 100, 125тс усіх прольотів і крани вантажопідйомністю 160 тс прольотом до 16 м спираються через балансирні візки на вісім коліс, сполучених попарно балансирами. Крани вантажопідйомністю 160 тс прольотом більше 16 м і крани вантажопідйомністю 200, 250 і 320 тс усіх прольотів спираються на 16 коліс. Як показано на рис 13.4, б, кожна головна балка 5 таких кранів спирається з кожного боку на балансир 3, який сполучений з пролітною балкою валиком 2. До балансирів також за допомогою валиків 4 приєднані балансирні візки, кожний з яких має два ходові колеса 6. Крайні колеса з кожного боку приводні. Таким чином, приводних коліс у крану чотири. У

кранів, що пересуваються на восьми колесах, пролітні балки спираються безпосередньо на балансирні візки.

Вантажопідйомність кранів: 80/20…320/32, 450/100 тс; прольоти 9,5…33,5 м; висота підйому до 32 м.

а

б

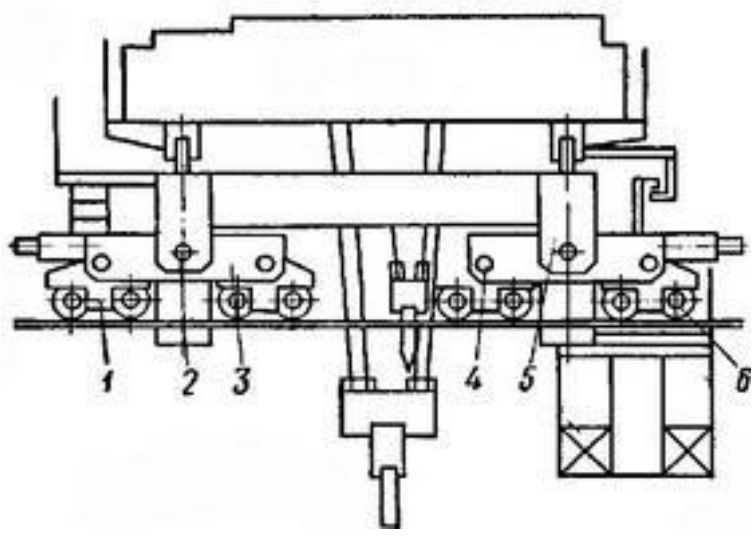


Рис. 13.4. Мостовий електричний кран великої вантажопідйомності:
а – загальний вигляд; б – вид крану з торця

13.2. Мостові крани спеціального призначення

Магнітні крани. Ці крани призначені для підйому і транспортування виробів з чорних металів, що мають магнітні властивості (скрапу, стружки, листового і профільного прокату, виливниць для розливання сталі, металобрухту тощо).

а

б

Рис. 13.5. Спеціальні мостові крани:
а – магнітний кран; б – грейферний кран

Магнітні крани забезпечені вантажними електромагнітами, що підвішуються на крюковій підвісці або на траверсах (на гнучкому або жорсткому підвісі), розташованих в подовжньому або поперечному напрямі відносно моста (рис. 13.5, а). Траверси можуть бути різної довжини, а число і розташування магнітів на траверсі може варіюватися. При знятому електромагніті магнітні крани можуть працювати з штучними вантажами в крюковому режимі.

Технічні характеристики магнітних кранів : вантажопідйомність – 5…40 тс, швидкість підйому – 14…20 м/хв, швидкість пересування візка крану – 70…120 м/хв.

Грейферні крани. Крани грейферів призначені для перевантаження, підйому і транспортування сипких, навалювальних і кускових матеріалів за допомогою канатного або навісного електромеханічного або електрогідравлічного грейфера (рис. 13.5, б).

Вантажопідйомність грейферних кранів визначена сумарною масою грейфера і вантажу, складає 5; 10; 15 і 20 тс (відповідно місткість грейферів: 1,6; 2,5; 3,1…8,0; 4,0…10,0 кубометри). Прольоти: 10…34,5 м, висота підйому – до 24 м.

Магнітно-грейферні крани призначені для перевантаження феромагнітних вантажів (наприклад, чавуну, скрапу та ін.), а також сипких і кускових вантажів. Для підйому феромагнітних вантажів використовують електромагніт, а для сипких – двохчелюстний грейфер. Залежно від призначення ці крани виконують з двома візками: магнітним і грейферним або з одним візком, обладнаним магнітною і грейферною лебідками

13.3. Металургійні мостові крани

Це особливий тип кранів, задіяних в технологічному процесі металургійних і машинобудівних заводів для виконання підйомно-транспортних і різних технологічних операцій. На відміну від звичайного мостового крану, що обслуговується кранівником і стропальником, металургійний кран зазвичай управляється тільки машиністом. Відсутність стропальника вимагає повної механізації захватних органів металургійного крану. Щоб здійснити захоплення вантажу, захватні органи більшості металургійних кранів мають **жорсткий підвіс**, завдяки якому забезпечується механізація управління підйомно-транспортними операціями крану з кабіни машиніста.

Відповідно до ДСТУ EN 3001-1;2018 [2], більшість металургійних кранів віднесена до груп режимів роботи 7К (важкому) і 8К (дуже важкому). Мости металургійних кранів виконуються балочними і гратчастими. Залежно від власної ваги і ваги вантажу, що піднімається, мости можуть спиратися на чотири, вісім, дванадцять або шістнадцять ходових коліс.

Мульдо-завалочні крани призначені для завалки твердої шихти в сталеплавильні печі, для виконання допоміжних підйомно-транспортних операцій при ремонті і обслуговуванні печей, а також прибиранні робочого майданчика цеху (рис. 13.6, а). Робочий захватний орган виконаний у вигляді хобота, який поступально переміщається вгору і вниз разом з колоною і розгойдується у вертикальній площині. Цим хоботом кран захоплює мульди з шихтою і транспортує в сталеплавильну піч.

Ливарні крани є основним підйомно-транспортним устаткуванням, яке використовується на металургійних підприємствах для транспортування, заливки і розливання рідкого металу (рис. 13.6, б). По головних балках таких кранів переміщається головний візок, по допоміжних балках – допоміжний. Головний візок за допомогою механізму підйому переміщає ківш з розплавленим металом, допоміжний візок може переміщатися під головним візком і здійснювати перекидання ковша для заливки рідкого чавуну в піч або звільнення сталерозливного ковша від шлаку. Основний вантажозахватний орган ливарних кранів виконаний у виді траверси з широко розставленими пластинчатими однорогими крюками, підвішеними до осей.

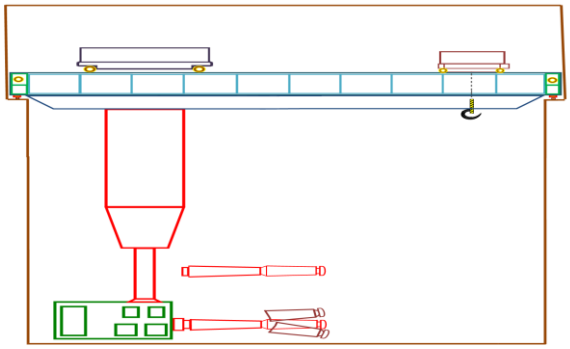
Крани для роздягання зливків (стрипер-крани) встановлюються в спеціальних (стриперних) відділеннях сталеплавильних цехів і виконують технологічні операції, пов'язані з роздяганням сталевих зливків з виливниць (рис. 13.6, в). Візок крану має жорсткий підвіс вантажу, великі і малі кліщі якої закріплені в спеціальному патроні, що переміщається по спеціальним направляючим, закріпленим усередині круглої шахти. Шахта жорстко приєднана до рами візка.

Колодязні крани використовують у відділеннях нагрівальних колодязів блюмінгів або слябінгів. Вони переміщають зливки з вагонеток на подини нагрівальних печей (рис. 13.6, г). Зливки підігрівають до температури 1100…1200 °С, а потім колодязними кранами переміщають до зливковозу, який транспортує їх до приймального роликового конвеєра блюмінга або слябінгу. Вантажозахватним органом металургійного кліщового крану є спеціальні кліщі, які можуть обертатися навколо своєї осі. При роботі механізму кліщі разом з колоною переміщаються по направляючим, встановленим в шахті.

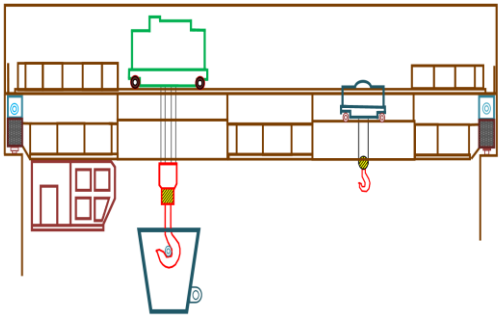
Кувальні крани застосовують в кувально-пресових цехах для кування поковок пресами, включаючи подання заготовок на стіл і знімання зі столу, підтримка і поворот заготовки в процесі кування, регулювання положення поковки на столі пресу (рис. 13.6, д). На крюку головного візка підвішений кувальний кантувальник з шарнірним ланцюгом, що підтримує патрон, в якому закріплена цапфа зливка. Кування здійснюється верхнім бойком пресу.

Крани прокатних цехів займають особливе місце в групі металургійних цехів, вони включені у безперервний технологічний процес і

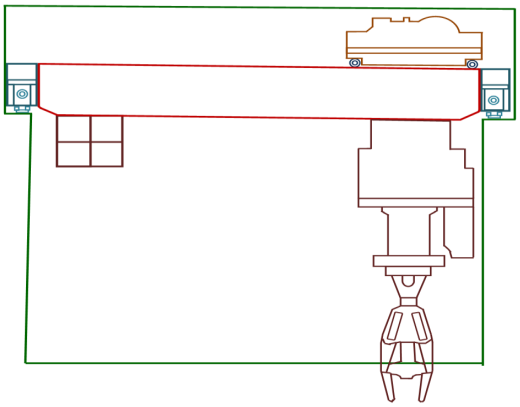
а



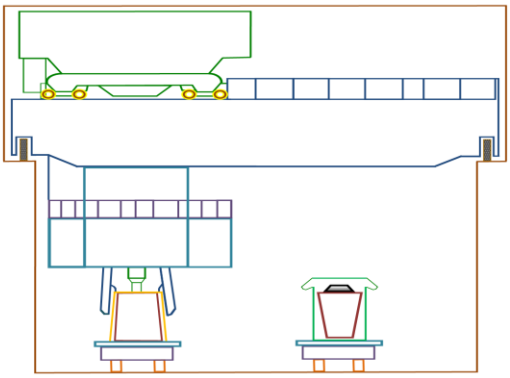
б



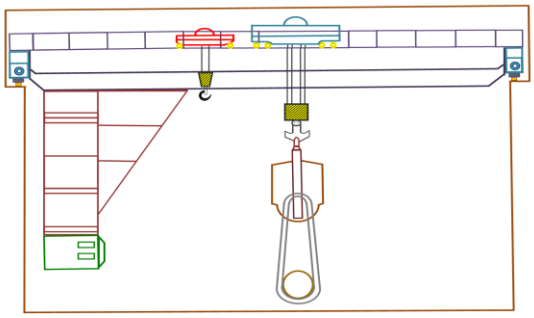
в



г



д



е

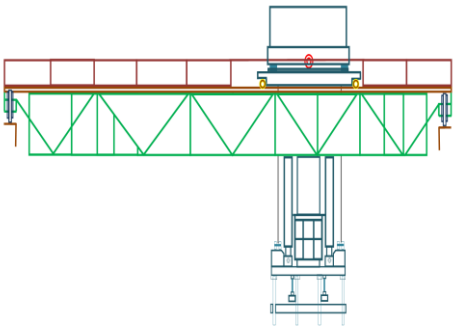


Рис. 13.6. Металургійні мостові крани:
а – мульдо-завалочний кран; б – ливарний кран; в – стрипер-кран;
г – колодязний кран; д – кувальний кран; е – кран прокатного цеху

зайняті транспортуванням і складуванням сталевого прокату або заготівель. Пратцен-крани (крани з підхватами або лапами) мають вантажозахватні пристрої у виді траверси з лапами, а також вантажопідйомними магнітами або крюками. Лапи використовуються для страховки вантажу при роботі магнітами і для транспортування нагрітого прокату. Мостові крани з механізмом обертання головного крюка призначені для транспортування рулонів в цехах холодної прокатки (рис. 13.6, е). Відповідно до технологічного процесу на крюк цих кранів можуть бути підвішені магніт, скоба або кліщі для транспортування рулонів або спеціальна траверса з розсувними лапами.

13.4. Підвісні крани

Найбільше поширення на підприємствах різних галузей промисловості отримали однобалочні підвісні крани, що відрізняються простотою, надійністю в експлуатації і можливістю обслуговування практично всієї площі, що перекривається кроквяними конструкціями покриття. У промислових будівлях використовуються переважно підвісні крани вантажопідйомністю 0,25…5 тс. Розрізняють одно-, двох- і трьохпролітні підвісні крани.

Підвісний однобалочний кран включає міст – несучу балку, прикріплену з нижнього боку до кінцевих балок і посилену підкосами для збільшення жорсткості (рис. 13.7) Механізмом руху служать приводні і неприводні візки електроталей. В якості механізму підйому використовують електроталь (рис. 13.8). Управління роботою крану здійснюється з підлоги за допомогою спеціального пульта.

Колії підвісних кранів найчастіше виконують з прокатних двотаврів спеціального профілю. Зустрічаються також колії з двотаврів з перфорованою стінкою, а останнім часом набувають поширення балки складеного перерізу з нижнім поясом із спеціального зносостійкого тавра. Проліт балок колій на підприємствах різних галузей промисловості зазвичай встановлюється рівним 6 м, у ряді випадків – 4 м, останнім часом розроблені і впроваджуються спеціальні балки складеного несиметричного перерізу прольотом 12 м.

Розміщення колій відносно кроквяних конструкцій здійснюється як паралельно, так і перпендикулярно їм, що забезпечує гнучкіше планування в порівнянні з плануванням будівель, обладнаних мостовими кранами. На одних шляхах можуть розташовуватися декілька кранів, число їх нерідко досягає п'яти і більше.

Рис. 13.7. Підвісний кран (кран-балка)

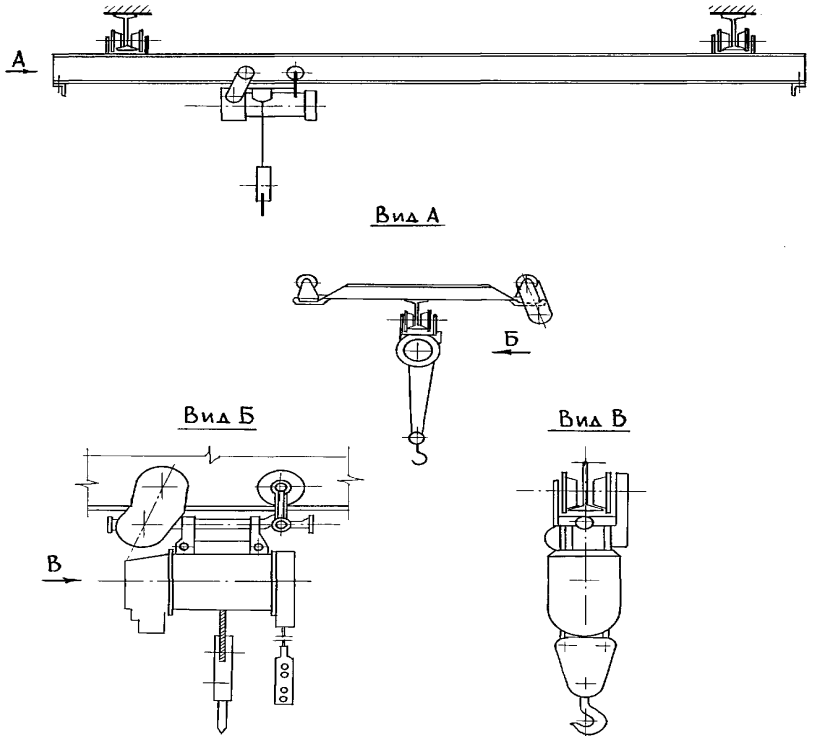


Рис. 13.8. Схема підвісного однобалочного крана
(види А, Б, В – електроталь)

13.5. Режими роботи кранів

Основними параметрами мостових кранів, що впливають на створювані ними навантаження, є вантажопідйомність, проліт, вид приводів, спосіб підвісу вантажів і група режимів їх роботи, яка встановлюється по ДСТУ EN 13001-1:2018 [2].

Група режиму роботи кранів визначається залежно від класу використання і класу навантаження відповідно до таблиці 13.1. У таблиці вказані також відповідні режими роботи кранів по міжнародному стандарту ІСО 4301/1-86 [3]. Клас використання крану визначається залежно від числа циклів роботи крану за термін його служби (таблиця 13.2).

Таблиця 13.1

Групи режиму роботи кранів

Клас використання	***Група режиму роботи кранів для класу навантаження***									
	Q0		***Q1***		***Q2***		***Q3***		***Q4***	
	Г	***І***	***Г***	***І***	***Г***	***І***	***Г***	***І***	***Г***	***І***
С0	-	-	-	-	*1К*	-	*1К*	*А1*	*2К*	*А2*
С1	-	-	*1К*	-	*1К*	*А1*	*2К*	*А2*	*3К*	*А3*
С2	*1К*	-	*1К*	*А1*	*2К*	*А2*	*3К*	*А3*	*4К*	*А4*
С3	*1К*	-	*2К*	*А2*	*3К*	*А3*	*4К*	*А4*	*5К*	*А5*
С4	*2К*	-	*3К*	*А3*	*4К*	*А4*	*5К*	*А5*	*6К*	*А6*
С5	*3К*	-	*4К*	*А4*	*5К*	*А5*	*6К*	*А6*	*7К*	*А7*
С6	*4К*	-	*5К*	*А5*	*6К*	*А6*	*7К*	*А7*	*8К*	*А8*
С7	*5К*	-	*6К*	*А6*	*7К*	*А7*	*8К*	*А8*	*8К*	-
С8	*6К*	-	*7К*	*А7*	*8К*	*А8*	*8К*	-	-	-
С9	*7К*	-	*8К*	*А8*	*8К*	-	-	-	-	-

Таблиця 13.2

Класи використання кранів

Клас використання	***Загальне число циклів роботи крану за термін його служби***
С0	*До $1{,}6\cdot10^4$*
С1	*Св. $1{,}6\cdot10^4$ до $3{,}2\cdot10^4$*
С2	*Св. $3{,}2\cdot10^4$ до $6{,}3\cdot10^4$*
С3	*Св. $6{,}3\cdot10^4$ до $1{,}25\cdot10^5$*
С4	*Св. $1{,}25\cdot10^5$ до $2{,}5\cdot10^5$*
С5	*Св. $2{,}5\cdot10^5$ до $5{,}0\cdot10^5$*
С6	*Св. $5{,}0\cdot10^5$ до $1{,}0\cdot10^6$*
С7	Св. $1{,}0\cdot10^6$ до $2{,}0\cdot10^6$
С8	Св. $2{,}0\cdot10^6$ до $4{,}0\cdot10^6$
С9	Св. $4{,}0\cdot10^6$
***Примітка**. Цикл роботи крану складається з переміщення вантажозахватного органу до вантажу, підйому і переміщення вантажу, звільнення вантажозахватного органу і повернення його в початкове положення.*	

Термін служби кранів встановлюються в стандартах або технічних умовах на крани конкретних видів. Клас навантаження крану визначається залежно від коефіцієнта навантаження (таблиця. 13.3).

Таблица 13.3

Клас навантаження	***Коефіцієнт навантаження K_P***
Q0	*До 0,063*
Q1	*Св. 0,063 до 0,125*
Q2	*Св. 0,125 до 0,25*
Q	*Св. 0,25 до 0,50*
Q4	*Св. 0,50 до 1,00*

Коефіцієнт навантаження K_p слід обчислювати за формулою

$$K_P = \sum \left(\frac{Q_i}{Q_{ном}} \right)^3 \frac{C_i}{C_T}, \qquad (13.1)$$

де Q_i – маса вантажу, переміщуваного краном;

C_i – кількість циклів роботи крану з вантажем маси Q_i;

$Q_{ном}$ – номінальна вантажопідйомність крану;

C_T – кількість циклів роботи крану за термін його служби, $C_T = \sum C_i$.

За відсутності в паспорті крану даних про групу режиму роботи, а також за відсутності вихідних даних, необхідних для визначення класу навантаження і коефіцієнта використання, групу режиму допускається визначати за даними рекомендованого переліку кранів, який наводиться в додатку до нормативних документів Наведемо тут класифікацію кранів (таблиця. 13.4) за групами режимів роботи, що міститься в чинних нормах проектування [1].

Таблиця 13.4.

Мостові та підвісні крани (приблизний перелік, додаток Г [1])

Крани	***Умови використання***	***Групи режимів роботи***
Ручні усіх видів	*Будь-які*	*1К-3К*
З привідними підвісними талями, у тому числі з навісними захватами	*Ремонтні і перевантажувальні роботи обмеженої інтенсивності*	
З лебідочними вантажними візками, у тому числі з навісними захватами	*Машинні зали електростанцій, монтажні роботи, перевантажувальні роботи обмеженої інтенсивності*	

З лебідочними вантажними візками, у тому числі з навісними захватами	*Перевантажувальні роботи середньої інтенсивності, технологічні роботи в механічних цехах, склади готових виробів підприємств будівельних матеріалів, склади збуту металу*	*4К-6К*
З грейферами двоканатного типу, магнітно-грейферні	*Змішані склади, робота з різноманітними вантажами*	
Магнітні	*Склади напівфабрикатів, робота з різноманітними вантажами*	
Гартівні, кувальні, штирьові, ливарні	*Цехи металургійних підприємств*	*7К*
З грейферами двоканатного типу, магнітно-грейферні	*Склади насипних вантажів і металобрухту з однорідними вантажами (при роботі в одну чи дві зміни)*	
З лебідочними вантажними візками, у тому числі з навісними захватами	*Технологічні крани при цілодобовій роботі*	
Траверсні, мульдогрейферні, мульдозавальні, для роздягання зливків, копрові, вагранкові, колодязні	*Цехи металургійних підприємств*	*8К*
Магнітні	*Цехи і склади металургійних підприємств, великі металобази з однорідними вантажами*	
З грейферами двоканатного типу, магнітно-грейферні	*Склади насипних вантажів і металобрухту з однорідними вантажами (при цілодобовій роботі)*	

Раніше в СРСР застосовувалася інша класифікація режимів роботи кранів, яка регламентувалася правилами Держгіртехнагляду, вона ілюструється таблицею 13.5.

Таблиця 13.5

Режими роботи мостових кранів

Номінальний режим роботи крана	***Коефіцієнт річного використання $K_Г$***	***Коефіцієнт добового використання $K_С$***	***Коефіцієнт використання по вантажопідйомності $K_{ГР}$***	***Відносна тривалість включень ПВ %***	***Кількість включень в годину $n_{вк}$***
Легкий (Л)	*0,25…1,0*	*0,33..1,0*		*15…25*	*60*
Середній (С)	*0,5…1,0*	*0,33..1,0*	*0,75…1,0*	*15…60*	*120*
Важкий (Т)	*0,75…1,0*	*0,33..1,0*	*1,0*	*25…60*	*240*
Дуже важкий (ВТ)	*1,0*	*1,0*	*1,0*	*40…60*	*300*
Дуже важкий безперервний (ВТН)	*1,0*	*1,0*	*1,0*	*60…80*	*720*

Коефіцієнти, вміщені в таблиці, визначалися таким чином:

- коефіцієнт річного використання: кількість днів роботи крану за рік, поділене на 360;

- коефіцієнт добового використання: кількість годин роботи в добу, поділене на 24;

- коефіцієнт використання по вантажопідйомності: середнє значення величини вантажу, що піднімається, за зміну, поділене на вантажопідйомність крану;

- відносна тривалість включень двигуна крану: час роботи механізму впродовж циклу, поділене на повний час циклу.

13.6. Методика експериментального дослідження кранових навантажень

Вивчення навантажень кранів включає, передусім, експериментальні дослідження, які повинні виконуватися переважно в умовах нормальної експлуатації діючих цехів. Тому отримання і накопичення експериментальних даних по навантаженнях кранів є завданням великої трудомісткості. Велику роль тут відіграють такі специфічні чинники, як безперервна робота мостових і підвісних кранів, великі динамічні дії від переміщення візків і мостів крану по рейках, магнітні поля на кранах, високі температурні дії та ін. Внаслідок цього до методики і апаратури досліджень навантажень кранів пред'являються жорсткіші вимоги, ніж до засобів лабораторних досліджень.

У зв'язку з тим, що промисловість не виготовляє необхідні прилади, різні дослідники розробляли свої методики, конструювали і виготовляли прилади і пристрої, що в тій чи іншій мірі відповідали вимогам натурного експерименту. Проте слід визнати, що до теперішнього часу не існує універсальний комплект апаратури, здатний забезпечити дослідника достовірними статистичними даними про силові дії на каркаси промислових будівель.

Методична частина натурних випробувань по вивченню навантажень кранів включає:

а) вибір вимірювальної і реєструючої апаратури;

б) вибір і проектування силовимірювачів (динамометрів), визначення місць їх установки;

в) визначення необхідного об'єму статистичного матеріалу і тривалості експерименту.

Візуальна методика дослідження. Вертикальне навантаження крану на конструкції(колони або підкранові балки) залежить від наступних параметрів:

а) навантаження від ваги моста крану з механізмом руху і кабіною, залежне від положення крану на підкрановій балці;

б) навантаження від ваги візка з його механізмом руху, залежне від положення крану і розташування візка на мосту;

в) навантаження від ваги вантажу на крюку, що є функцією координат крюка і ваги вантажу.

Фіксуючи переміщення крану і його візка, а також вагу вантажу на крюку, можна визначити вертикальне навантаження крану на колони і підкранові балки. Враховуючи це, дослідження Б.М. Кошутіним [4] проводилися в діючих цехах візуальним методом з реєстрацією положення і усіх переміщень крюка крану із записом ваги вантажу і місць його підйому і опускання. Реєстрація проводилася за допомогою координатної сітки, в якості ліній якої по довжині цеху використовувалися осі, що сполучають протилежні колони, а упоперек прольоту - траєкторії вузлів ферм крану, що рухається, або лінії, що сполучають відповідні вузли кроквяних ферм. Координати крану, що переміщається, записувалися в журнал спостережень. Наприклад, запис 7д, 5/6аП.3, 3/4в/гО, 3/4а/б, 1/2а/б відповідає руху крюка крану (рис. 13.9); тут записано, що з положення 7д крюк перемістився в точку 5/6а, де кран підняв (П), а в точці 3/4в/г опустив (О) вантаж вагою 3 тс, після чого візок з порожнім крюком перемістився в точку 3/4а/б, потім в точку 1/2а/б.

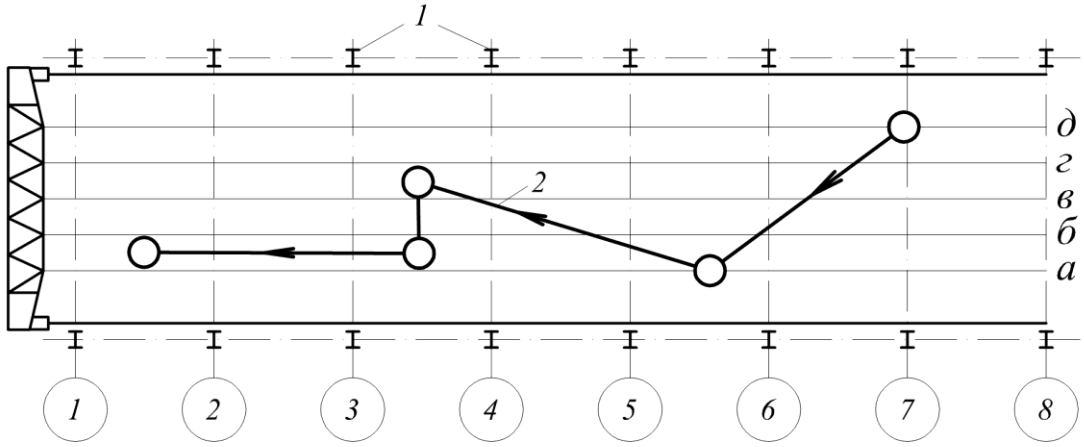


Рис. 13.9. Приклад руху крюка крану, відтвореного по журналу спостережень:
1 - колони; 2 - траєкторія переміщення крюка крану

Вага вантажів визначалася приблизно, наприклад, по числу зливків, по специфікаціях і т.п. При подальшій обробці переміщення крюка крану імітувалися на плані прольоту з нанесеними на нього координатними

лініями (рис. 13.8), після чого обчислювалися навантаження на підкранові балки і колони.

Спостереження за цією методикою проводилися в 21 прольоті цехів металургійних заводів і заводів важкого машинобудування. Для усіх кранів будувалися статистичні розподіли (полігони) ваги вантажів, що піднімалися, зусиль в елементах мостів кранів і вертикальних навантажень кранів на колони.

Слід визнати, що спосіб візуальних спостережень хоча і дає досить велику інформацію про вертикальні дії кранів, але має ряд недоліків: суб'єктивні особливості спостерігача, наближеність визначення ваги крану і вантажу і т. п. Тому проводилося зіставлення результатів, отриманих за візуальною методикою, з інструментальними вимірами, проведеними за допомогою механічних тензометрів і електричних тензодатчиків, встановлених на нижніх поясах підкранових балок. Порівняння показало досить близькі результати вимірів, отриманих по обох методиках.

Використання підкранових балок як динамометра. У ряді робіт в якості динамометра вертикального навантаження крану використовувалися нижні пояси підкранових балок. Це пов'язано з тим, що на відміну від інших елементів балок, наприклад, верхніх поясів або стінки, напруження (деформації) в нижніх поясах підкранових балок в найбільш напружених (розрахункових) поперечних перерізах повністю визначається тільки вертикальними навантаженнями кранів, незалежно від яких-небудь інших чинників. Цей метод виключає порушення фактичної схеми роботи конструкцій і проведення тривалих і трудомістких підготовчих робіт в місцях випробувань, що вигідно відрізняє його від методики використання різних знімних динамометрів.

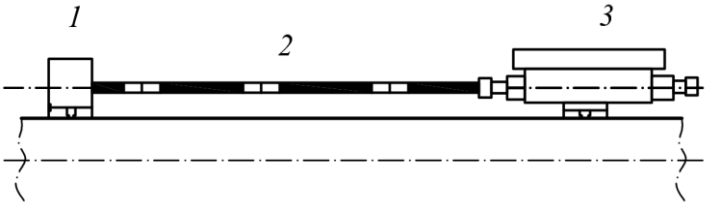


Рис. 13.10. Тензометр Рабю на основі індикатора годинникового типу:
1 - індикатор; 2 - шток; 3 - нерухома опора

У своїх дослідженнях О.О. Бать (ЦНДІБК) використав механічний тензометр Рабю, схема якого показана на рис. 13.10. Натурні дослідження показали, що такий тензометр дає стабільні відліки, незважаючи на важкі температурні умови. База тензометра дорівнювала 50 см, точність визначення напружень складала 20…40 кгс/см^2 (0,2…0,4 МПа). Простота вимірів дозволила виконати дослідження в 25 цехах 4 заводів, причому

безперервні спостереження робилися впродовж 2…6 діб. Всього було зафіксовано більше 8 тис. циклів завантаження підкранових балок. Подібний пристрій не знайшов широкого застосування із-за необхідності в постійній присутності спостерігача для знімання показань.

У подальших дослідженнях (Ю.С. Кунін) на нижні пояси підкранових балок наклеювалися спеціальні тензорезистори, запис з яких виконувався самописним приладом типу Н373 зі вбудованим підсилювачем Ф117/10. Застосований самописець мав широкий діапазон швидкостей (від 20 до 5400 мм/годину), запис – чорнильний на стрічку з криволінійною координатною сіткою шириною 100 мм Тривала (до 3-х місяців) безперервна робота в цехах заводів чорної металургії показала високу надійність приладу і простоту його експлуатації. Двічі в кожному прольоті виконувалося вантажне тарування (до початку і після завершення випробувань) проїздами кранів з відомою величиною вантажу на крюку.

Також для виміру вертикальних опорних реакцій підкранових балок використовувалися елементи їх опорних частин(торцеві опорні куточки), на які встановлювалися індуктивні вимірники вертикальних навантажень (рис. 13.11, 13.12) (С.Ф. Пічугін, ПолтНТУ [4]). Ці вимірники виконувалися у вигляді індуктивних тензометрів великої бази. Конструкція індуктивного тензометра включала індуктивний датчик і стойку з мікрометренным настроювальним гвинтом, яка кріпилися до пластин, у свою чергу закріплених до заставних брусків, приварених до балки. Відстань між привареними брусками, що визначає базу індуктивних тензометрів, вибиралася шляхом підбору і дорівнювала 600…700 мм.

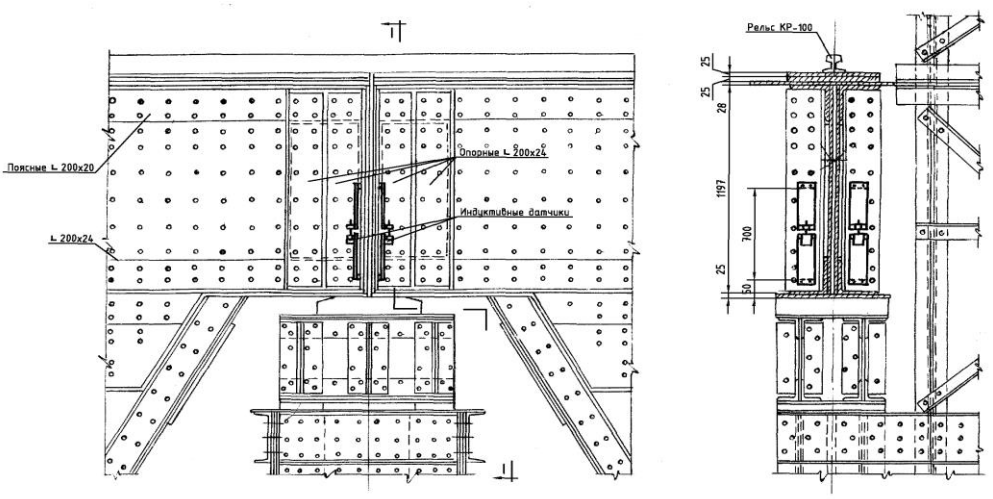


Рис. 13.11. Встановлення індуктивних вимірювачів вертикального навантаження

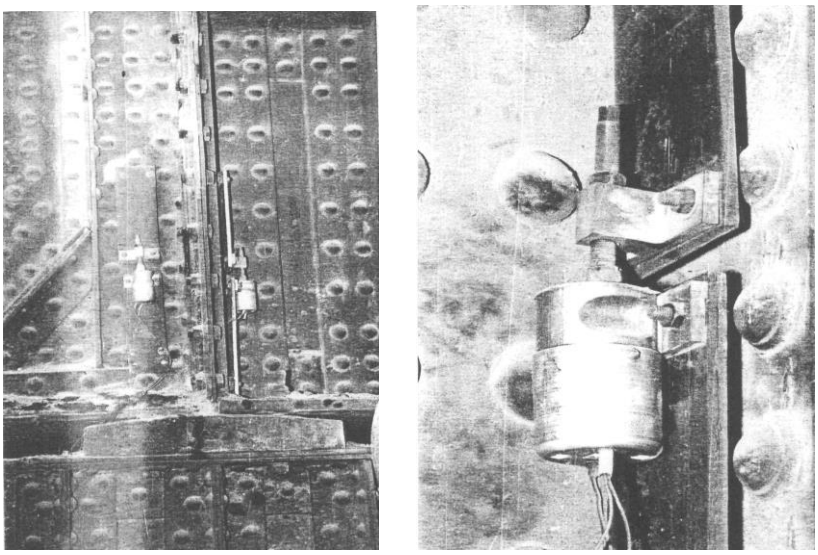


Рис. 13.12. Індуктивні тензометри вертикального навантаження

Для тарування індуктивних тензометрів виконувалися спеціальні заїзди крану з різними положеннями візка без вантажу, з порожнім і повним ківшем.

У випробуваннях застосовувалися індуктивні датчики переміщення, принцип дії яких полягає в наступному. При передачі вимірюваного переміщення на шток датчика змінюється проміжок Δ між диском і котушками, що міняє індуктивний опір останніх. При включенні кожної з котушок в різні плечі вимірного моста, в його діагоналі з'являється струм. Діапазон переміщень штока датчика 0,2…0,4 мм, робоче живлення - змінний струм напругою 25 В промислової частоти 50 Гц. Сигнал з індуктивних датчиків без підсилення передавався на шлейфовий магнітоелектричний осцилограф Н-700, що має 12 каналів, із записом на фотопапір.

Вимірювання на мостовому крані. Виміри за допомогою *тензометричних кришок* дозволила визначати бічні сили безпосередньо на колесах крану шляхом виміру поперечних сил, що діють на осі колеса. Конструкція тензометричної кришки наведена на рис. 13.13 [9].

Замість гайки на вісь колеса із зовнішнього боку нагвинчується фасонна гайка зі штоком (поз. 3), що упирається в торець осі і який сполучений із силовимірювальною балкою зі швелера (поз. 5) з наклеєними на неї тензодатчиками (поз. 8). Опорами цієї балки служать болти, що кріплять її до букси (поз. 2).

Ця методика дозволяє отримати надійну якісну картину розподілу і зміни горизонтальних дій на окремих колесах, тоді як їх кількісні характеристики іноді виходять з помітними похибками. Разом з цим застосування цієї методики пов'язане з великими складнощами при

виготовленні і установці на мостові крани, що обмежує можливість застосування тензометричних кришок в натурних умовах.

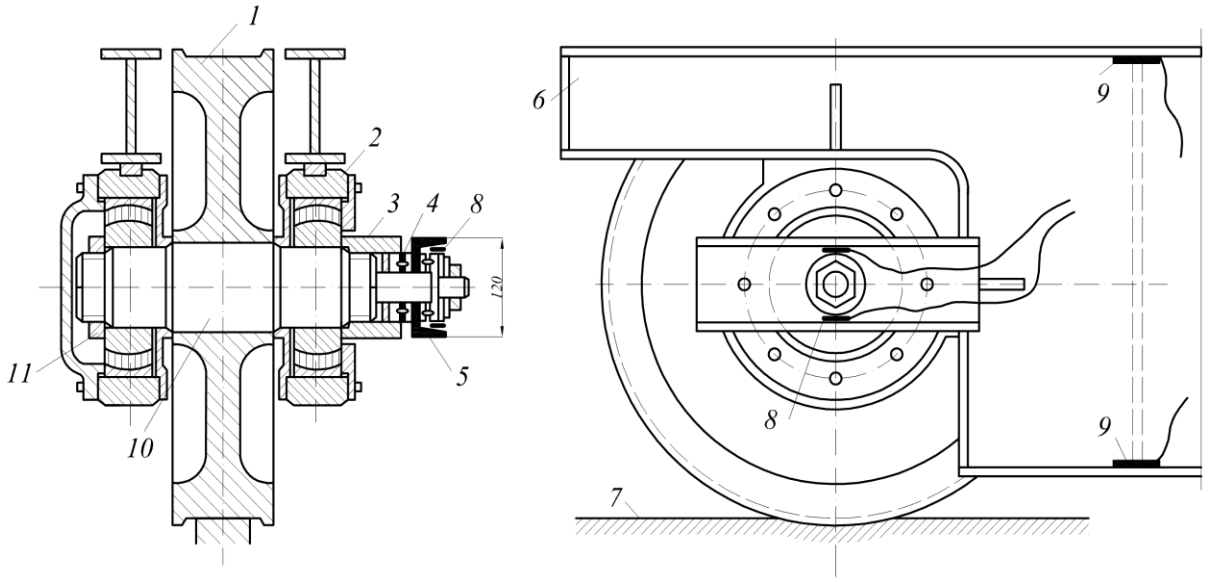


Рис. 13.13. Схема конструкції тензометричної кришки:
1 - колесо крану; 2 - букса; 3 - фасонна гайка з штоком; 4 - упорні підшипники; 5 - динамометр зі швелера; 6 - кінцева балка крану; 7 - підкранова рейка; 8 - тензодатчики на динамометрі; 9 - тензодатчики на поясах кінцевої балки; 10 - вісь колеса; 11 - гайка, що кріпить внутрішнє кільце підшипника

Для в*имірювання ваги вантажу* був застосований метод тензометрування, комплект апаратури якого включав датчик, підсилювач і реєструючий прилад. В якості датчика застосовувався тензодинамометр (вантажовимірювальна скоба), принцип роботи якого був аналогічний принципу виміру сили натягу канатів, відтяжок і тому подібне. Скоба встановлювалася безпосередньо на вантажному тросі, якому задавалося деяке провисання в межах бази скоби (рис. 13.14). Поперечне зусилля, що виникає при цьому, передавалося на балку з наклеєними на неї тензорезисторами. Величина вантажу з точністю 3...5% визначалася по тарувальному графіку, який будувався за результатами підйомів контрольних вантажів. Сигнали від тензодинамометра посилювалися до необхідної величини фотокомпенсаційним підсилювачем постійного струму типу Ф- 117.

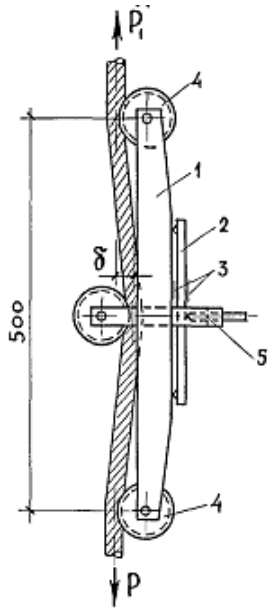


Рис. 13.14. Схема вантажовимірювальної скоби
1 - базова балка; 2 - вантажовимірювальна балка; 3 - тензорезистори;
4 - опорні ролики; 5 – натяжний пристрій

Вимірювання бічних сил на колонах. Для цього замість кріплення верхнього пояса підкранової балки до колони встановлювався спеціальний динамометр, який сприймав горизонтальне навантаження, що передається на колону з двох підкранових балок, що спираються на неї. Усі наявні елементи кріплення балок до колон: вертикальні діафрагми, гальмівні листи, пояси гальмівних ферм, – від'єднувалися.

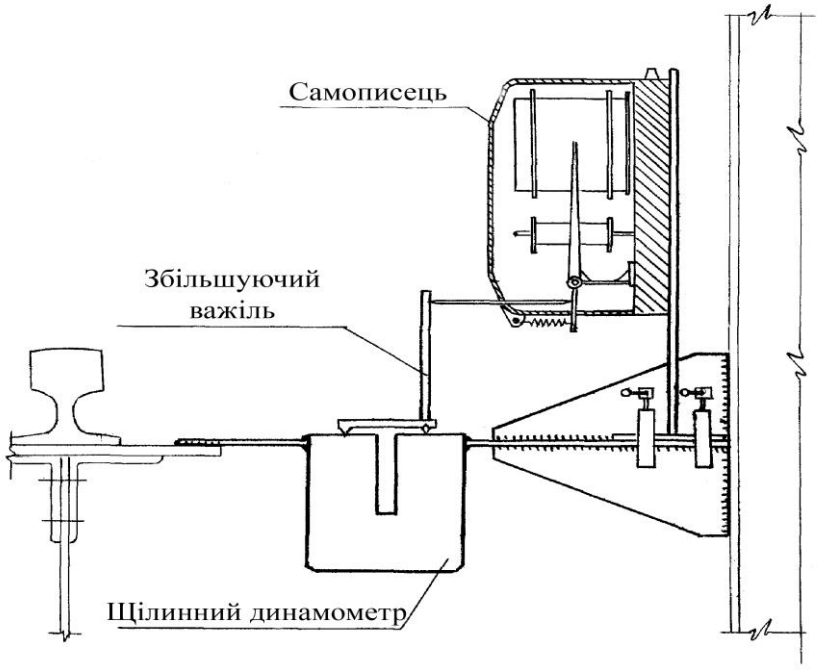


Рис. 13.15. Схема встановлення динамометра і механічного самописця

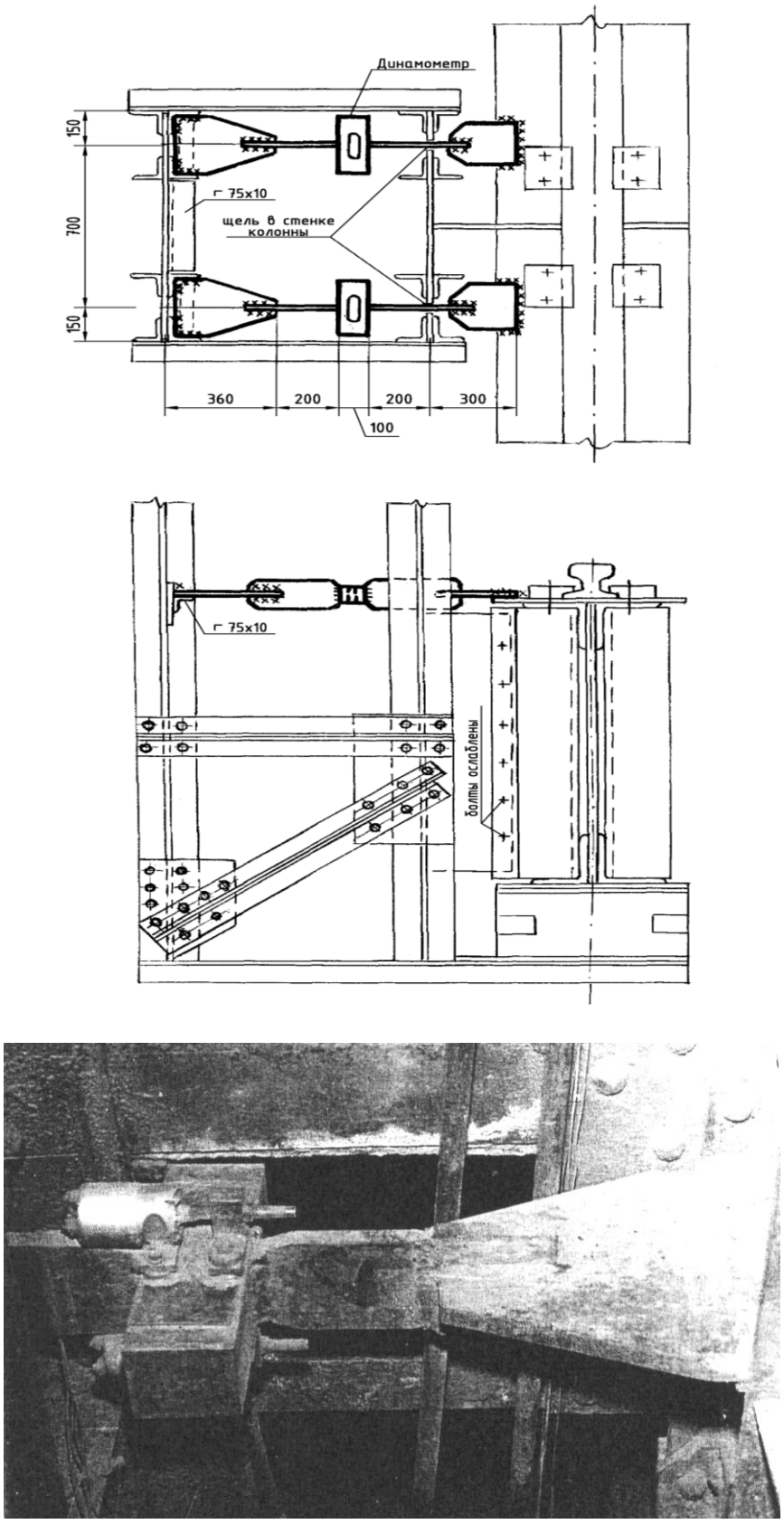


Рис. 13.16. Встановлення динамометрів бічної сили

На рис. 13.15 показаний схема установки щілинного динамометра, розробленого Випробувальною станцією кафедри металевих конструкцій МІБІ. Запис горизонтальних навантажень мостових кранів, перетворених в деформації динамометра, робилися механічним самописцем (розробка С.Ф. Пічугіна [4]). Самописець за допомогою спеціальної платформи і струбцин кріпився до щілинного динамометра, на якому встановлювався збільшуючий важіль. При дії зовнішнього навантаження деформації щілинного динамометра через збільшувальний важіль передавалися на важіль самописця і записувалися на стрічку.

Інший варіант щілинних динамометрів (автори А.В. Фігаровський і С.Ф. Пічугін) показаний на рис. 13.16. Динамометричний елемент виконувався із сталі Ст. 3, мав прямокутну форму, переріз 80х100 мм і подовжній паз із заокругленнями. По поперечній осі цього бруса приварювалися довгі фасонки товщиною 20 мм Деформація щілинного динамометричного елементу передавалася на тензодатчики і індуктивні датчики, укріплені згори і знизу динамометра для компенсації можливого перекосу. При установці динамометрів в цеху вертикальні фасонки пропускалися через прорізи в стінках гілок колон і приварювалися до горизонтальних фасонкам, які кріпилися до верхніх поясів підкранових балок і задніх стінок колони.

Під час натурного експерименту в мартенівському цеху апаратура, обслуговуюча динамометри, встановлювалася на спеціальному майданчику, виконаному по гальмівній решітці підкранової балки (рис. 13.17).

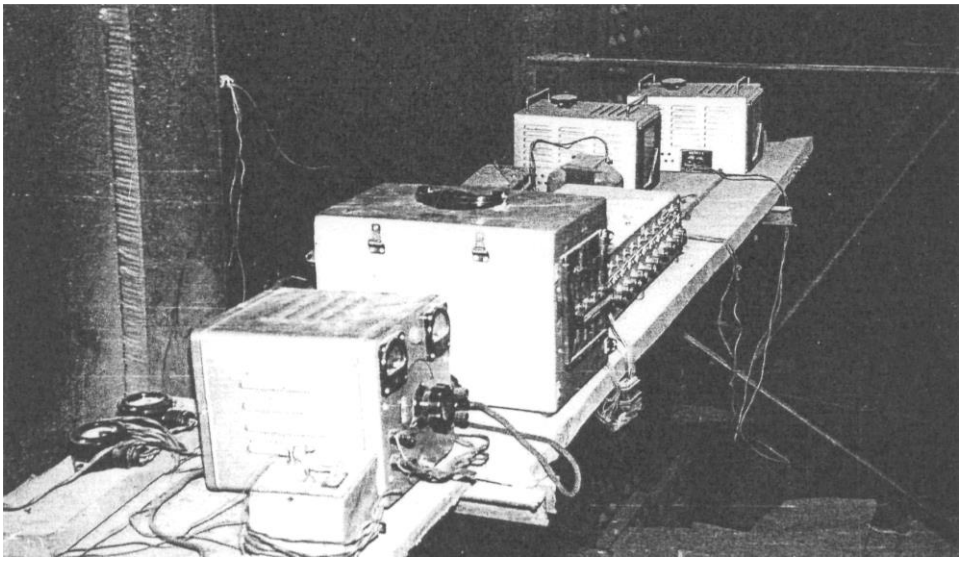


Рис. 13.17. Встановлення апаратури для вимірювань кранових навантажень

Література

1. ДБН В.1.2-2: 2006. Навантаження і впливи. – К.: Мінбуд України, 2006. – 60 с.

2. ДСТУ EN 12001:2018 «Крани вантажопідйомні. Загальні положення конструювання. Частина 2. Вплив навантажень». – Київ, 2018.

3. ISO 4301-1:1986: International Standard. Cranes and lifting appliances. – Classification. – Part 1: General. – International Organization for Standardization, Geneva, Switzerland, 1986.

4. Пічугін С.Ф. Розвиток нормування кранових навантажень на будівельні конструкції // Комунальне господарство міст. Науково-технічний збірник. Серія: технічні науки та архітектура. Том 4. Випуск 164. – Харків: ХНУМГ, 2021. – С. 82 – 98. DOI:10.33042/2522-1809-2021-4-164-82-98

5. EN 1991-3. Eurocode 1: Actions on structures – Part 3: Actions induced by cranes and machinery. – Brussels: CEN, Sep. 2006. – 42 p.

6. Вікіпедія: Вільна енциклопедія [Електронний ресурс] – Режим доступу: http://uk.wikipedia.org.

Контрольні питання

1. Яку конструкцію має мостовий кран?
2. Як класифікуються мостові крани загального призначення?
3. Типи мостових кранів спеціального призначення.
4. Класифікація металургійних мостових кранів.
5. Яку конструкцію мають підвісні крани?
6. По яких параметрах визначається режим роботи кранів?
7. Методика експериментального дослідження вертикальних кранових навантажень.
8. Методика експериментального дослідження горизонтальних кранових навантажень

ЛЕКЦІЯ 14. КРАНОВІ НАВАНТАЖЕННЯ – НОРМУВАННЯ

14.1. Граничні розрахункові значення вертикального кранового навантаження
14.2. Граничні розрахункові значення горизонтального навантаження мостових кранів, спрямованого поперек кранової колії
14. 3. Обґрунтування нормування бічних сил
14.4. Граничне розрахункове значення горизонтального навантаження підвісних кранів, спрямованого поперек кранової колії
14.5. Інші розрахункові значення кранового навантаження
14.6. Коефіцієнти надійності за значеннями кранового навантаження
14.7. Місцеве зосереджене кранове навантаження
14.8. Динамічний характер кранових навантажень
14.9. Кількість кранів і коефіцієнт сполучень
14.10. Врахування обмеження наближення візка

Мостові крани поділяються:

- за способом підвісу вантажу – крани з гнучким та жорстким підвісом вантажу;
- за приводом механізму руху моста крана – з центральним та роздільним приводом.

Кранові навантаження поділяються на:

- вертикальні;
- горизонтальні поперечні;
- горизонтальні поздовжні.

Навантаження від мостових і підвісних кранів – це змінні навантаження, для яких встановлено чотири види розрахункових значень:

- граничні розрахункові значення;
- експлуатаційні розрахункові значення;
- циклічні розрахункові значення;
- квазіпостійні розрахункові значення.

14.1. Граничні розрахункові значення вертикального кранового навантаження

Для мостових і підвісних кранів вони визначаються за формулою:

$$F_m = \gamma_{fm} \psi F_0 , \qquad (14.1)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням кранового навантаження (за табл. 14.1);

F_0 – характеристичне значення вертикального навантаження від двох найбільш несприятливих за впливом кранів;

ψ – коефіцієнт сполучень кранових навантажень.

Характеристичні значення вертикальних навантажень F_0, що передаються колесами кранів на балки кранової колії, та інші необхідні для розрахунку дані слід приймати відповідно до вимог державних стандартів на крани, а для нестандартних кранів – відповідно до даних, наведених у паспортах заводів-виробників.

Примітка. *Під крановою колією розуміють обидві балки, що несуть один мостовий кран, і всі балки, що несуть один підвісний кран (дві балки – при однопролітньому, три – при двопролітньому підвісному крані тощо).*

При відсутності паспортних даних характеристичні значення вертикального тиску на колесо крана можуть бути визначені за наступними формулами (рис. 14.1):

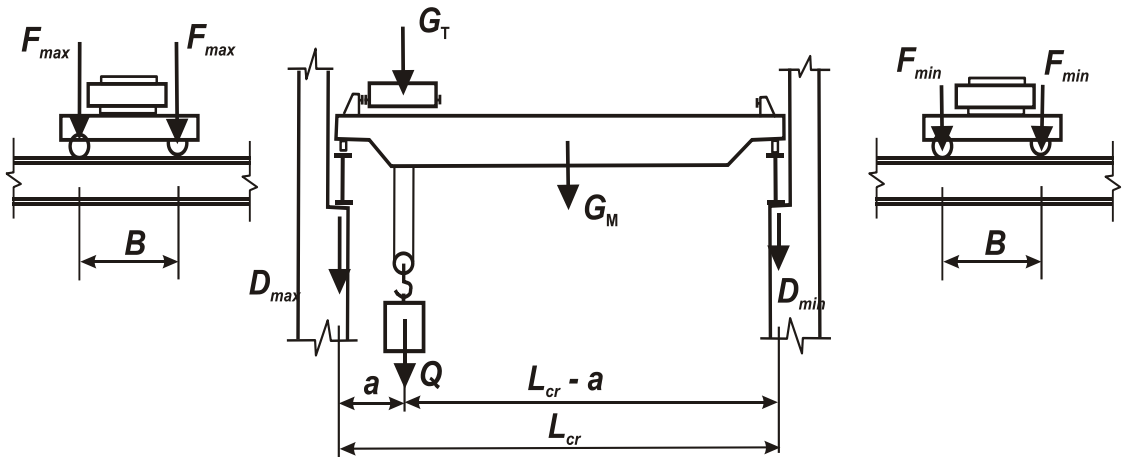


Рис. 14.1. До визначення тиску на колеса мостового крана

а) максимальний тиск на колесо на боці крана, до якого максимально наближений візок з вантажем

$$F_{\max}^{n} = \left[\frac{G_M}{2} + \frac{(Q + G_T)(L_{cr} - a)}{L_{cr}} \right] \frac{1}{n_0}, \qquad (14.2)$$

где Q – вантажопідйомність крана, G_M – вага моста крана, G_T – вага візка крана, L_{cr} – проліт крана, a – мінімальне наближення гака крана до осі кранової рейки, n_0 – кількість колес з одного боку крана;

б) мінімальний тиск на колесо на протилежному боці крана

$$F_{\max}^{n} = \left[\frac{G_M}{2} + \frac{(Q + G_T)a}{L_{cr}} \right] \frac{1}{n_0}. \qquad (14.3)$$

Аналогічний результат дає формула

$$F_{\min}^{n} = \frac{Q + G_T + G_M}{n_0} - F_{\max}^{n}. \qquad (14.4)$$

Для багатоколісних кранів тиски на колеса можуть незначно різнитися, і на практиці звичайно приймають у розрахунок середні максимальні і мінімальні значення тиску на колеса.

З урахуванням приведених у формулі (14.1) коефіцієнтів граничні розрахункові значення вертикальних навантажень, наприклад, на поперечну раму ОВБ визначаються як

$$D_{\max} = \gamma_{fm}\psi F_{0\max} + G_{nk} = \gamma_{fm}\psi F_{\max}^{n}\sum_{i=1}^{n} y_i + G_{nk};$$

$$D_{\min} = \gamma_{fm}\psi F_{0\min} + G_{nk} = F_{\min}^{n}\sum_{i=1}^{n} y_i + G_{nk}, \qquad (14.5)$$

де $\sum_{i=1}^{n} y_i$ – сума ординат лінії впливу опорного тиску на колону;

G_{nk} – вага підкранових конструкцій.

14.2. Граничні розрахункові значення горизонтального навантаження мостових кранів, спрямованого поперек кранової колії

Чотириколісні крани. З точки зору величин і характеру горизонтальних навантажень ці крани виділяються в окрему групу кранів, схильних до перекосу при русі. Особливо ця схильність проявляється для кранів з відношенням проліта до бази $L_{cr}/B \geq 5$. Найбільші навантаження чотириколісні крани реалізують у так званому «найбільш косому положенні», коли перекіс моста крана обмежується ребордами коліс, що контактують з рейками. Обмеження перекосу може здійснюватися колесами однієї сторони крана або колесами, що знаходяться по діагоналі крана.

Граничне розрахункове значення поперечного кранового навантаження визначається за формулою:

$$H_m = \gamma_{fm} H_{01}, \qquad (14.6)$$

де H_{01} – характеристичне значення бічної сили від ***одного крана***, найбільш несприятливого за впливом із кранів, розташованих на одній крановій колії або в одному створі.

Характеристичне значення горизонтального навантаження чотириколісних мостових кранів, спрямованого поперек кранового шляху, яке спричиняється перекосами мостових електричних кранів і

непаралельністю кранових колій (***бічну силу***), для колеса крана слід визначати за формулою:

$$H_k^n = 0{,}1F_{\max}^n + \frac{\alpha\left(F_{\max}^n - F_{\min}^n\right)L_{cr}}{B}, \qquad (14.7)$$

де F^n_{max}, F^n_{min} – характеристичне значення вертикального тиску на колесо, відповідно на більш або на менш навантаженій стороні крана;

B, L_{cr} – відповідно база і проліт крана;

α – коефіцієнт, прийнятий таким, що дорівнює 0,03 при центральному приводі механізму руху моста і 0,01 – при роздільному приводі.

Бічні сили H_k^n, обчислені за формулою (14.7), можуть бути прикладені:

- до коліс однієї сторони крана і спрямовані в різні сторони (всередину або назовні прольоту будівлі, що розглядається), що відповідає обмеженню перекосу крана колесами однієї сторони (рис. 14.2, а);
- до коліс по діагоналі крана і спрямовані в різні сторони (всередину або назовні прольоту будівлі, що розглядається), що відповідає випадку обмеження перекосу крана колесами, що знаходяться на діагоналі крана (рис. 14.2, б).

-

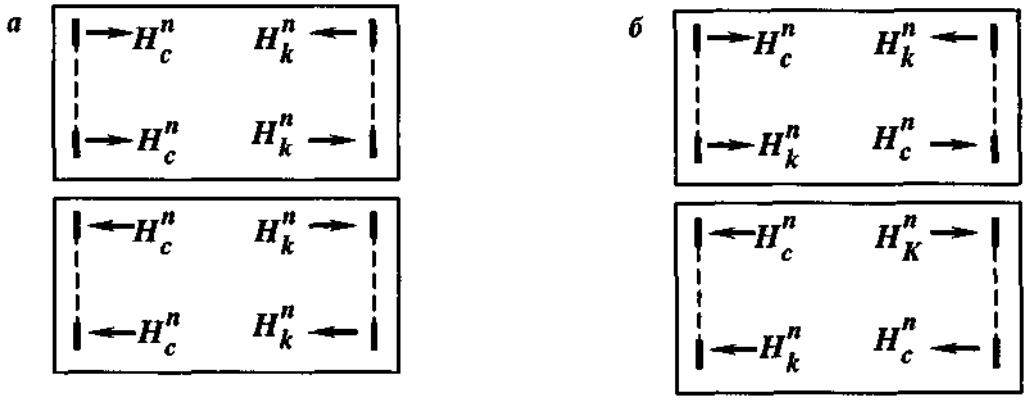


Рис. 14.2. Варіанти прикладення бічних сил для чотириколісних кранів

При цьому до інших коліс прикладаються сили, що дорівнюють $H_c^n = 0{,}1F_{\max}^n$ або $H_c^n = 0{,}1F_{\min}^n$ (приймається невигідний варіант), кожна з яких може бути спрямована як назовні, так і всередину прольоту.

Для розрахунку конструкцій слід вибирати з наведених схем найбільш невигідні схеми завантаження конструкцій, що розраховуються.

В формулі (14.7) перша складова виражає граничну силу при перекосі площини колеса відносно поздовжньої осі рейки при відсутності контакту реборди колеса з рейкою (рис. 14.4, б). Тут використовується багатократно підтверджений експериментально коефіцієнт пропорційності, який зв’язує силу поперечного ковзання рухомого колеса і вертикальне навантаження, що діє на колесо. Друга складова враховує вплив на бічну

силу наявність моменту від перекосу моста у плані. Тут видно визначальний вплив відношення проліта крана до бази L_{cr}/B, а також типу приводу механізму руху моста крана, оскільки при роздільному приводі перекіс моста при русі крана зменшується у порівнянні з центральним приводом.

Експериментальні випробування реальних кранів у діючих цехах показали, що бічні сили від проїздів двох зближених кранів незначно відрізняються від бічних сил одного крана. Тому в ДБН нормується бічна сила від одного чотириколісного крана на кожній крановій колії.

Багатоколісні (вісім коліс і більше) крани. Граничне розрахункове горизонтального навантаження багатоколісних кранів, спрямованого поперек кранової колії, визначається як:

$$H_m = \gamma_{fm} H_0, \tag{14.8}$$

де H_0 – характеристичне значення бічної сили від ***двох*** найбільш несприятливих за впливом кранів, розташованих на одній крановій колії або на різних коліях в одному створі.

Характеристичне значення бічної сили, прикладеної до колеса багатоколісних кранів з гнучким підвісом H_k^n, приймається таким, що дорівнює 0,1 від вертикального навантаження на колесо, підрахованого при розташуванні візка з вантажем, що дорівнює паспортній вантажопідйомності крана, посередині моста. Характеристичне значення H_k^n для багатоколісних (вісім коліс і більше) кранів з жорстким підвісом приймається таким, що дорівнює 0,1 від максимального вертикального навантаження на колесо. При цьому приймається, що бічні сили всіх коліс кожної із сторін крана мають один напрямок – усередину або назовні розглядуваного прогону будівлі (рис. 14.3, а, б).

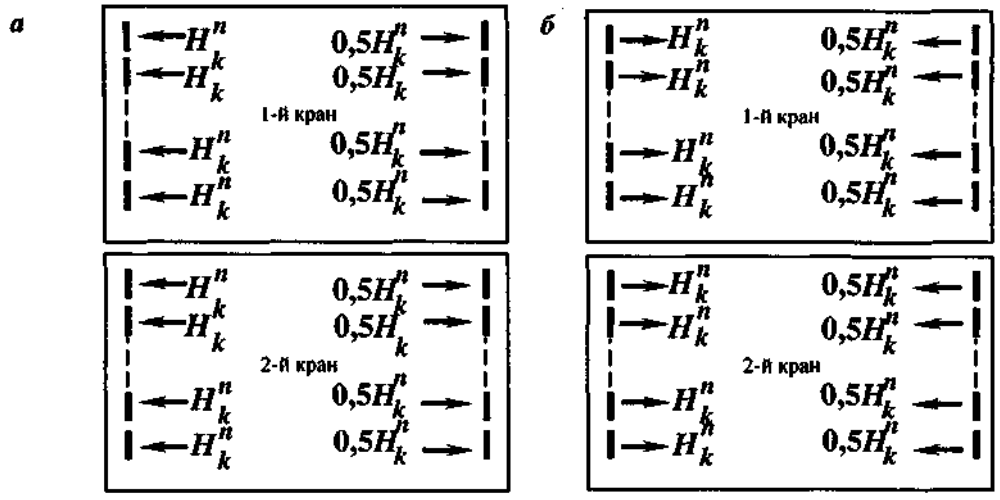


Рис. 14.3. Варіанти прикладення бічних сил для багатоколісних кранів

При визначенні характеристичних значень навантажень H_k^n слід враховувати, що бічні сили багатоколісних кранів передаються на обидві сторони кранової колії. На кожній стороні крана бічні сили мають один напрямок – назовні або всередину прольоту, на різних коліях вони спрямовані у протилежні боки (обидві всередину прольоту або обидві назовні). На одній із колій приймається повна бічна сила, на іншій колії приймається половина від бічної сили.

14. 3. Обґрунтування нормування бічних сил

Як показали численні експериментальні дослідження, основну частку (порядку 70…90 %) поперечних навантажень всіх без виключення мостових кранів складають бічні сили. За фізичною природою – це сили тертя, що виникає при поперечному ковзанню колес при русі крана. Це поперечне ковзання є результатом несовпадіння площини обертання колеса крана з напрямом його руху, тобто перекосу колеса на кут γ (рис. 10.6, а)

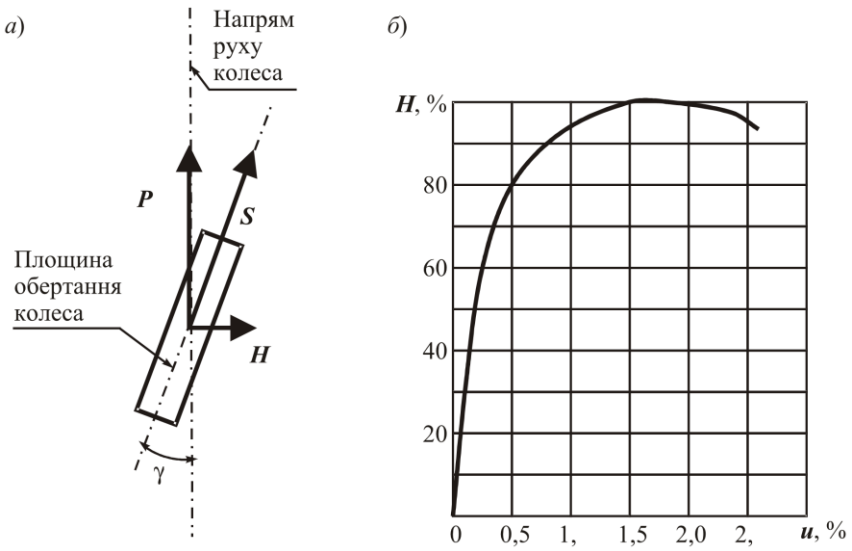


Рис. 14.4. Бічні сили мостових кранів:
а – силова взаємодія в місці контакту колеса з рейкою;
б – залежність між кутом перекосу колеса і бічною силою

Загальний характер залежності бічної сили від кута γ ілюструється графіком на рис. 14.4, б. По осі ординат тут відкладена відносно величина бічної сили, причому за 100 % прийнята максимальна величина $H = F\psi$, де F – вертикальний тиск на колесо, ψ – коефіцієнт зчеплення. По осі абсцис відкладено відносне поперечне проковзання колеса (кріп), що дорівнює $u = tg\gamma \approx \gamma$. Як видно на графіку, сила H збільшується до 100 %

при певному критичному значенні $u_{cr} = 1{,}5...2\%$, після чого відбувається падіння *H*. Така картина силової взаємодії спостерігається при відсутності контакту реборд колеса з рейкою.

Перекоси у тій чи іншій степені характерні для будь-яких мостових кранів, що рухаються по реальним крановим коліям. Вони мають взагалі непереборний характер, оскільки їх викликають численні причини, зокрема:

- перекіс моста при його русі;
- непаралельність кранових колій;
- неточність встановлення і нерівномірне зношення ходових колес;
- різний коефіцієнт тертя кранових колій внаслідок нерівномірного змащування колій мазутом і мастилом, наявності на рейках води і льоду, забруднення колій тощо;
- податливість вузлових з'єднань моста крана;
- несправності механізму руху моста крана тощо.

Для ілюстрації характеру зміни бічних сил на рис. 14.5 наведені характерні записи цих навантажень на колони при операціях кранів. Основну частину бічної сили складає статична складова, тобто сила тертя колес по рейках, що відносно плавно змінюється при проїздах крана повз колони, що випробується.

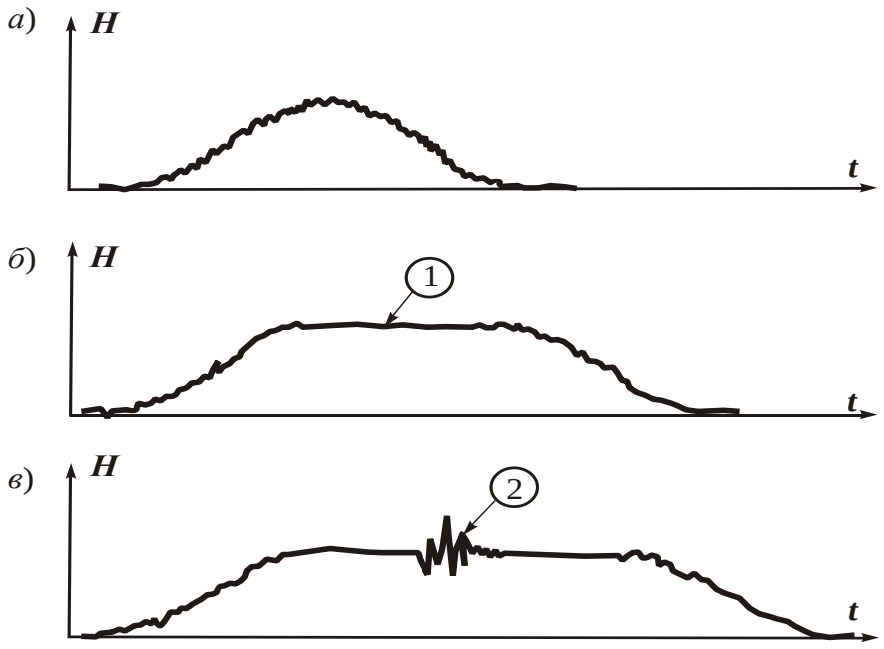


Рис. 14.5. Записи бічних сил:
а – прохідний проїзд без зупинки; б – прохідний проїзд із зупинкою (1);
в – прохідний проїзд із зупинкою і гальмуванням (2)

На основний графік бічної сили накладається динамічна складова, відносно невелика, порядку 10…20 %, що має причині, аналогічні динаміці вертикальних кранових навантажень. При зупинці крана рівень бічної сили залишається постійним, чим переконливо підтверджується її природа як сили тертя, а також статичний характер. При операціях крана з пусканням і гальмуванням візка з'являється швидко затухаюча інерційна складова, ординати якої не перевищують 10…30 %.

Обчислені за формулою (14.7) і одержані експериментально значення бічних сил чотириколісних кранів приблизно у 2…5 разів більше гальмівних сил за нормами СНиП. Тому можна стверджувати, що норми, що діяли в Україні раніше, суттєво занижували горизонтальні навантаження чотириколісних кранів, особливо для кранів груп режимів 1К…4К. Враховуючи це, формула (14.7), за пропозицією автора конспекту лекцій, була включена в ДБН [1].

14.4. Граничне розрахункове значення горизонтального навантаження підвісних кранів, спрямованого поперек кранової колії

Це значення визначається за формулою:

$$R_m = \gamma_{fm} R_0. \tag{14.9}$$

де R_0 (інше позначення – T) – характеристичне значення поперечних горизонтальних навантажень двох найбільш несприятливих за впливом підвісних кранів.

Вказане характеристичне значення горизонтального навантаження, що спричиняється гальмуванням візка підвісних кранів, спрямованого поперек кранової колії, слід приймати таким, що дорівнює 0,05 суми вантажопідйомності крана і ваги візка:

$$T_{cr}^{n} = 0{,}05\left(Q + G_B\right). \tag{14.10}$$

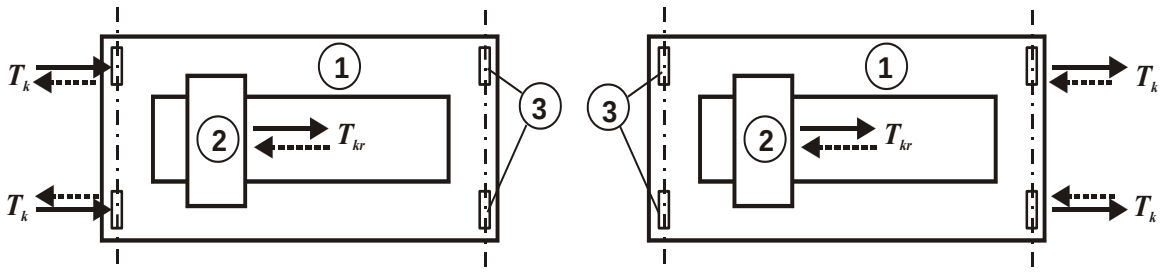


Рис. 14.6. Схема прикладення крановых гальмівних сил:

1 – міст крана; 2 – візок; 3 – колеса крана

При визначенні характеристичних значень навантажень R_0 приймається, що гальмівна сила передається на одну сторону (балку) кранової колії, розподіляється порівну між усіма колесами підвісного крана, що спираються на неї, і може бути спрямована як усередину, так і назовні розглядуваного прольоту (рис. 14.6). Отже, гальмівне зусилля, що передається на одне колесо крана, визначається як

$$T_k^n = T_{kr}^n / n_0 , \tag{14.11}$$

де n_0 – кількість колес з одного боку крана.

Слід відмітити, що у нормах СНиП гальмівні сили враховувалися не тільки для підвісних кранів, але і для мостових кранів.

14.5. Інші розрахункові значення кранового навантаження

Граничне розрахункове значення горизонтального навантаження мостових і підвісних кранів, спрямованого вздовж кранової колії:

$$P_m = \gamma_{fm} P_{01}, \tag{14.12}$$

де P_{01} – характеристичне значення горизонтального навантаження від одного крана, спрямованого вздовж кранової колії.

Характеристичне значення горизонтального навантаження P_{01}, спрямованого уздовж кранового шляху, що спричиняється гальмуванням моста електричного крана, слід приймати таким, що дорівнює 0,1 від характеристичного значення вертикального навантаження на гальмівні колеса розглядуваної сторони крана.

Експлуатаційні розрахункові значення визначаються за наступними формулами:

$$F_e = \gamma_{fe} F_{01};\ P_e = P_{01};\ H_e = H_{01};\ R_e = R_{01}, \tag{14.13}$$

де $F_{01}, P_{01}, H_{01}, R_{01}$ – відповідні характеристичні значення навантажень від одного крана, найбільш несприятливого за впливом із кранів, розташованих на одній крановій колії або в одному створі;

γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням кранового навантаження, що приймається рівним одиниці.

Циклічні розрахункові значення кранового навантаження визначаються за формулами:

$$F_{c\max} = \gamma_{fc\max} F_{01};\ F_{c\min} = \gamma_{fc\min} F_{01}, \tag{14.14}$$

де γ_{fc} – коефіцієнт надійності за циклічним розрахунковим значенням кранового навантаження.

Квазіпостійні розрахункові значення кранового навантаження визначаються за формулами:

$$F_p = \gamma_{fp} F_{01};\ H_p = \gamma_{fp} H_{01}, \tag{14.15}$$

де γ_{fp} – коефіцієнт надійності за квазіпостійним розрахунковим значенням кранового навантаження.

14.6. Коефіцієнти надійності за значеннями кранового навантаження

Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням кранового навантаження γ_{fm} визначається залежно від заданого середнього періоду повторюваності T за табл. 14.1.

Таблиця 14.1

Коефіцієнти надійності за граничним розрахунковим значенням

T, років	***≥ 50***	***10***	***1***	***0,1***
γ_{fm}	*1,1*	*1,07*	*1,02*	*0,97*

Проміжні значення коефіцієнта γ_{fm} слід визначати лінійною інтерполяцією.

В наочній формі зв'язок коефіцієнту γ_{fm} з періодом повторюваності кранового навантаження T ілюструється графіком на рис. 14.7. Даний коефіцієнт базується на визначенні нормованого відхилення від математичного сподівання граничного розрахункового значення кранового навантаження при заданій імовірності його перевищення:

$$\gamma(T) = \sqrt{2\ln\frac{\omega T}{2\pi Q(T)}}. \tag{14.16}$$

Тоді шуканий коефіцієнт наближено, але з достатньою точністю, визначається із співвідношення:

$$\gamma_{fm}(T) = \frac{1 + V\gamma(T)}{1 + V\gamma(T = 50\,років)}. \tag{14.17}$$

Тут $V = \hat{X}/\overline{X}$ – коефіцієнт варіації кранового навантаження.

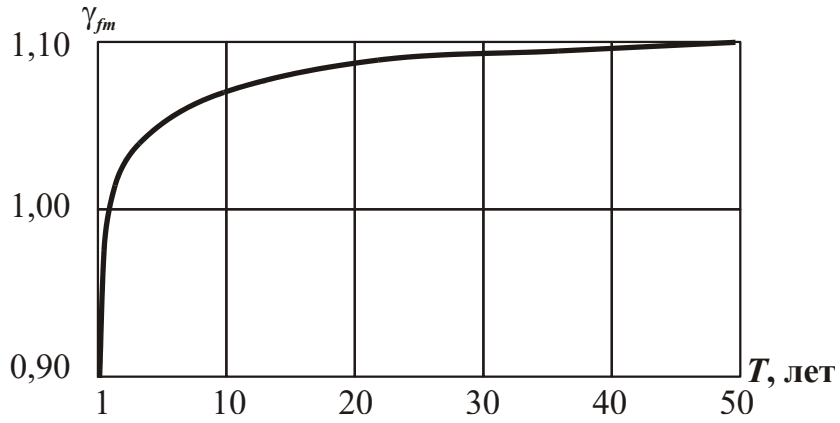


Рис. 14.7. Залежність коефіцієнту надійності γ_{fm} від періоду повторюваності

Коефіцієнти надійності за циклічним розрахунковим значенням кранового навантаження визначаються залежно від вантажної характеристики $g=Q/G_k$ (Q – вантажопідйомність крана, G_k – вага візка і моста крана) за формулами

$$\gamma_{c\max} = 0{,}75\text{-}0{,}24g;\ \gamma_{c\min} = 0{,}34\text{-}0{,}24g. \qquad (14.18)$$

Кількість циклів завантаження (за добу) необхідно приймати такою, що дорівнює:

- n_c = 270 – для мостових кранів груп режимів 4К – 6К;
- n_c = 420 – для мостових кранів групи режиму 7К;
- n_c = 820 для мостових кранів групи режиму 8К.

Наведене число циклів завантаження слід враховувати при перевірці витривалості підкранових конструкцій у цілому. При перевірці витривалості верхньої зони стінки підкранових балок наведені значення необхідно множити на кількість коліс з однієї сторони крана.

Коефіцієнти надійності за квазіпостійним розрахунковим значенням кранового навантаження слід визначати за формулою

$$\gamma_{fp} = F_{01}^{П} / F_{01}, \qquad (14.19)$$

де $F_{01}^{П}$ – характеристичне значення вертикального навантаження від одного крана без вантажу.

14.7. Місцеве зосереджене кранове навантаження

Нормування за ДБН [1]. При урахуванні місцевого і динамічного впливу зосередженого вертикального навантаження від одного колеса

крана характеристичне значення цього навантаження слід множити при розрахунку міцності балок кранових колій на додатковий коефіцієнт γ_{f1}, що дорівнює:

1,6 – для групи режиму роботи кранів 8К із жорстким підвісом вантажу;

1,4 – для групи режиму роботи кранів 8К із гнучким підвісом вантажу;

1,3 – для групи режиму роботи кранів 7К;

1,1 - для інших груп режимів роботи кранів.

При перевірці місцевої стійкості стінок балок значення додаткового коефіцієнта γ_{f1} слід приймати таким, що дорівнює 1,1.

Нерівномірність тиску колес крана – це одне із джерел наведених вище коефіцієнтів γ_{f1}. Експерименти показують, що фактичні вертикальні тиски на окремі колеса кранів можуть суттєво відрізнятися від паспортних значень. Справа у тому, що мостовий кран являє собою статично невизначену просторову систему, що має у вертикальному напрямі досить велику жорсткість (рис. 13.4, 13.4). Тому, наприклад, реальний 4-колісний кран при русі по реальним коліям в окремі моменти може спиратися на рейки у трьох і навіть у двох точках (що розміщені по діагоналі моста). Внаслідок цього навантаження вертикальні навантаження на колеса мостових кранів можуть суттєво змінюватися як у бік збільшення, так і зменшення.

Причинами такого ефекту є можливий перекіс конструкції крана, допущений при його виготовленні та монтажі, прогини підкранових балок, деформації колон і основ фундаментів і головним чином – нерівності кранових колій, асові у реальних умовах експлуатації. В певній мірі такі нерівності допускаються нормами монтажу і експлуатації: допускається різниця відміток головок кранових рейок в одному створі колон 15…25 мм, на сусідніх колонах – 10…20 мм, ухили колій 1/1000. Однак натурні обстеження кранових колій діючих промислових будівель виявили значно більші поздовжні ухили, відхилення по вертикалі від проектного положення і різниці відміток колій у поперечному напрямі до 50…100 мм.

Була обґрунтована пропозиція враховувати цю особливість шляхом множення тиску колеса мостового крана на ***коефіцієнт нерівномірності***

$$\gamma_H = 1 + \Delta F / F^n , \qquad (14.20)$$

де ΔF – збільшення тиску на колесо; F^n – максимальний нормативний тиск.

Було виявлено, що ΔF залежить від згинально-крутильної жорсткості моста крана і можливого вертикального переміщення колеса

крана. На основі аналізу цього фактора були рекомендовані наступні значення коефіцієнту нерівномірності:

$\gamma_H = 1{,}3$ – для кранів вантажопідйомністю до 5 тс;

$\gamma_H = 1{,}2$ – для кранів вантажопідйомністю 10…50 тс;

$\gamma_H = 1{,}1$ – для кранів вантажопідйомністю 75…200 тс;

$\gamma_H = 1{,}0$ – для кранів вантажопідйомністю більше 200 тс.

Даний коефіцієнт можна вважати складовою коефіцієнту γ_{f1}, наведеного вище.

14.8. Динамічний характер кранових навантажень

***Нормування за ДБН [1*]**. При розрахунку міцності і стійкості балок кранової колії та їхніх кріплень до несучих конструкцій граничні розрахункові значення вертикальних кранових навантажень слід множити на коефіцієнт динамічності, що дорівнює:

- при кроці колон не більш як 12 м:

$k_d = 1{,}2$ - для групи режиму роботи мостових кранів 8К;

$k_d = 1{,}1$ – для груп режимів роботи мостових кранів 6К і 7К;

$k_d = 1{,}1$ – для усіх груп режимів роботи підвісних кранів;

- при кроці колон понад 12 м – $k_d = 1{,}1$ для групи режиму роботи мостових кранів 8К.

Граничні розрахункові значення горизонтальних навантажень від мостових кранів групи режиму роботи 8К слід враховувати з коефіцієнтом динамічності, що дорівнює $k_d = 1{,}1$.

***Загальний динамічний коефіцієнт*.** Крім статичного впливу, робота кранів спричиняє коливання і відповідні динамічні зусилля підтримуючих конструкцій. В якості прикладу на рис. 10.10 наведені характерні записи прогинів підкранових балок при проїздах мостових кранів, де чітко проявляється динамічні складова. Динамічний ефект від кранового навантаження спричиняється в основному ударним впливом колес крана при його русі по коліям з нерівностями. Деякий вплив може спричиняти обертання неврівноважених частин механізмів крана.

Масштабні експериментальні дослідження у діючих виробничих цехах різного призначення були проведені д.т.н. Шапіро Г.О. і д.т.н. Кікіним О.І. [2]. Одержані результати, доповнені теоретичними дослідженнями, дозволили виявити, що значення динамічного коефіцієнту при ударному впливі кранового навантаження залежить від цілої низки факторів, таких як:

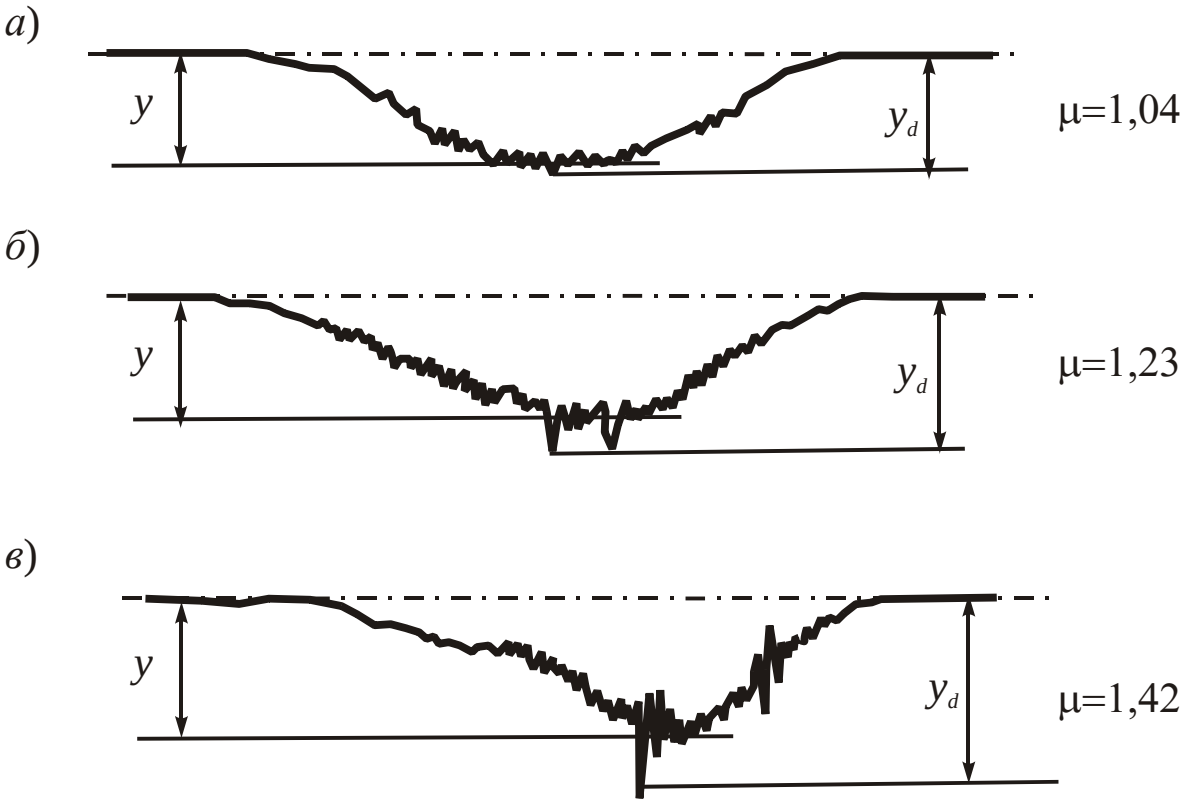


Рис. 14.8. Запис прогинів підкранових балок при проїзді кранів**:**
а – при нормальному стані колій; б – при наявності стику рейок; в – при дефекті колеса крана

- швидкість руху крана *v*;
- висота нерівностей і перепаду рейок *h*;
- статичний прогин підкранових конструкцій y_S;
- радіус колес крана *R*;
- вага і жорсткість кранового моста;
- жорсткість підвісу вантажу;
- робота рейки як пружної прокладки.

Достатньо широкий комплекс факторів Г.О. Шапіро об’єднав наступним аналітичним виразом:

$$k_d = 1 + \frac{Q}{Q_1} v\beta \sqrt{\frac{2h}{\bar{y}_S R g}}, \qquad (14.21)$$

де Q_1 – маса крана і балки, приведена до зосередженої маси за рівністю частот коливань;

Q – частина маси Q_1 (маса одного колеса), що падає з висоти *h*;

y_S – статичний прогин балки при дії приведеної маси Q_1;

g – прискорення вільного падіння;

β = 0,5…0,85 – коефіцієнт, що враховує вплив жорсткості крана і підвісу вантажу.

Узагальнюючим результатом досліджень цього напряму є шкала загальних динамічних коефіцієнтів, більш диференційована, ніж приведена у діючих нормах (табл. 14.2). Використовуючи дані цієї таблиці або виконавши розрахунок за формулою (14.21), можна отримати уточнену характеристику кранового впливу.

Таблиця 14.2

Коефіцієнти динамічності кранового навантаження

Режим роботи крана	***Вид підвісу вантажу***	***Вантажо-підйомність крана, тс***	***Проліт підкранових балок, м***	***Динамічний коефіцієнт***	
				Загальний k_d	***Міс-цевий $k_{d,loc}$***
7К, 8К	*Жорсткий*	*Всі*	*до 12*	*1,.2*	*1,50*
			від 13 до 30	*1,15*	
			більш 30	*1,10*	
	Гнучкий	*30*	*до 12*	*1,20*	*1,30*
			більш 12	*1,10*	
		50 - 125	*до 12*	*1,15*	
			більш 12	*1,10*	
		150 - 225	*до 12*	*1,10*	*1,20*
			більш 12	*1,05*	
		>225	*до 12*	*1,05*	*1,10*
			більш 12	*1,00*	
1К – 6К		*≤50*	*до 12*	*1,05*	*1,05*
			більш 12	*1,00*	
		>55	*Всі*	*1,00*	*1,00*

Як видно із табл. 14.2, для кранів легкого і середнього режимів, особливо при підкранових балках великих прольотів, а також кранів важкого режиму великої вантажопідйомності – динамічність вертикального кранового навантаження незначна.

Місцевий динамічний коефіцієнт. Розглянутий вище загальний динамічний коефіцієнт деякими дослідниками обґрунтовано називається «динамічним коефіцієнтом по прогинам або напруженням у нижньому поясі підкранових балок». Цей коефіцієнт непридатний для розрахунку верхньої частини стінки і з'єднання верхнього поясу зі стінкою підкранових конструкцій. Тут річ повинні йти про динамічний вплив окремих кранових колес, який враховується місцевим динамічним коефіцієнтом

$$k_{d,loc} = 1 + F_d / F^n, \qquad (14.22)$$

де F_d – динамічний тиск колеса, F^n – нормативний (статичний) тиск колеса.

Визначені за експериментальними дослідженнями значення місцевого динамічного коефіцієнту для кранів різного призначення наведені в табл. 14.2 (останній стовпчик).

Із наведеної вище інформації ясно, що фізична природа коефіцієнта γ_{f1} визначається нерівномірністю і динамічністю тиску окремих колес, внаслідок чого цей коефіцієнт можна представити як добуток відповідних коефіцієнтів

$$\gamma_{f1} = \gamma_H k_{d,loc}. \tag{14.23}$$

Враховуючи наведені вище значення коефіцієнту нерівномірності γ_H = 1,0…1,3 і місцевого динамічного коефіцієнту $k_{d,loc}$ = 1,0…1,5, можна одержати для деяких кранів значення коефіцієнтів γ_{f1}, що перевищують величини, наведені в діючих нормах. Тому можна вважати дещо заниженими значення цього коефіцієнту і, відповідно, величини місцевих напружень $\sigma_{loc,y}$ в стінках підкранових балок, що може бути однією з причин частих пошкоджень верхньої зони підкранових балок [2].

14.9. Кількість кранів і коефіцієнт сполучень

Кількість кранів, що враховується у розрахунках. Вертикальні навантаження при розрахунку міцності і стійкості балок кранових колій слід враховувати не більш як від ***двох*** найбільш несприятливих за впливом мостових або підвісних кранів.

Вертикальні навантаження при розрахунку міцності і стійкості рам, колон, фундаментів, а також основ у будівлях із мостовими кранами в декількох прольотах (у кожному прольоті на одному ярусі) слід приймати на кожній колії не більш як від ***двох*** найбільш несприятливих за впливом кранів, а при врахуванні суміщення в одному створі кранів різних прольотів – не більш як від ***чотирьох*** найбільш несприятливих за впливом кранів.

Горизонтальні навантаження при розрахунку міцності і стійкості балок кранових колій, колон, рам, кроквяних і підкроквяних конструкцій, фундаментів, а також основ слід враховувати не більш як від ***двох*** найбільш несприятливих за впливом кранів, розташованих на одній крановій колії або на різних коліях в одному створі (для чотириколісних кранів – від ***одного*** крану на кожній крановій колії). При цьому для кожного крана необхідно враховувати тільки одне горизонтальне навантаження (поперечне або поздовжнє).

При наявності на крановій колії одного крана і за умови, що другий кран не буде встановлений під час експлуатації споруди, навантаження на

ції колії повинні бути враховані тільки від одного крана.

Коефіцієнт сполучення ψ**,** що враховується у формулах (14.1) і (14.5) для навантажень від двох кранів, визначається таким чином:

ψ = 0,85 – для груп режимів роботи кранів 1К-6К;

ψ = 0,95 – для груп режимів роботи кранів 7К, 8К.

При врахуванні чотирьох кранів навантаження від них необхідно множити на коефіцієнт сполучень:

ψ = 0,7 – для груп режимів роботи кранів 1К-6К;

ψ = 0,8 – для груп режимів роботи кранів 7К, 8К.

14.10. Врахування обмеження наближення візка

При визначенні кранових навантажень допускається враховувати фактичне розміщення зон обслуговування крана і фактичне наближення візка до ряду колон, якщо розміщення і габарити постійно встановленого в будівлі обладнання такі, що порушення цих обмежень фізично неможливе, або ж у відповідних місцях установлені обмежувачі переміщень кранів по коліях і візків по мосту крана (упори).

Якщо фактичне наближення візків мостових кранів до розглядуваного ряду колон, $y_{min} = y_o + pL$, перевищує паспортне значення y_o, то вертикальне кранове навантаження на конструкції розглядуваного ряду може бути скориговане множенням на коефіцієнт K_y, що обчисляється за формулою:

$$K_y = 1 - \frac{pL_{cr}\left(m_c + m_q\right)}{m_b} \Bigg/ \left(2L_{cr} + \left(m_c + m_q\right)\frac{L_{cr} - y_0}{m_b} \right), \qquad (14.24)$$

де m_c, m_b – маса візка і моста відповідно;

m_q – вантажопідйомність крана;

L_{cr} – проліт крана;

p – відносна частина прольоту крана.

В залежності від значення p і параметрів кранів вказаний коефіцієнт знаходиться в діапазоні K_y = 0,810…0,965 [2].

Для будівель, що проектуються і реконструюються, які мають певний або усталений технологічний процес, допускається враховувати конкретні особливості і параметри режимів роботи і зон обслуговування кранів.

Література

а. 1.ДБН В.1.2-2: 2006. Навантаження і впливи. – К.: Мінбуд України, 2006. – 60 с.

2. Пічугін С.Ф. Розрахунок надійності будівельних конструкцій. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2016. – 529 с.

3. Пічугін С.Ф. Розвиток нормування кранових навантажень на будівельні конструкції // Комунальне господарство міст. Науково-технічний збірник. Серія: технічні науки та архітектура. Том 4. Випуск 164. – Харків: ХНУМГ, 2021. – С. 82 – 98. DOI:10.33042/2522-1809-2021-4-164-82-98

Контрольні питання

1. Як визначаються граничні розрахункові значення вертикального кранового навантаження?
2. Як визначаються граничні розрахункові значення горизонтального навантаження чотириколісних мостових кранів?
3. Як визначаються граничні розрахункові значення горизонтального навантаження багатоколісних мостових кранів?
4. Як визначається граничне розрахункове значення горизонтального навантаження підвісних кранів, спрямованого поперек кранової колії?
5. Як визначаються розрахункові значення кранового навантаження?
6. Як утворюються бічні сили мостових кранів?
7. Як визначаються коефіцієнти надійності за значеннями кранового навантаження?
8. Які особливості має місцеве зосереджене кранове навантаження?
9. Яку природу має динамічний характер кранових навантажень?
10. Скільки кранів враховується при визначенні розрахункового кранового навантаження?
11. Чому дорівнює коефіцієнт сполучень для кранового навантаження?
12. Як враховується обмеження наближення візка крану до кранової колії?

ЛЕКЦІЯ 15. ОЖЕЛЕДНО-ВІТРОВІ НАВАНТАЖЕННЯ

15.1. Аварії конструкцій із-за перевантаження ожеледдю.
15.2. Природа навантажень від ожеледі
15.3. Методи вимірювання ожеледі
15.4. Визначення ожеледних навантажень
15.5. Визначення вітрових навантажень при ожеледі

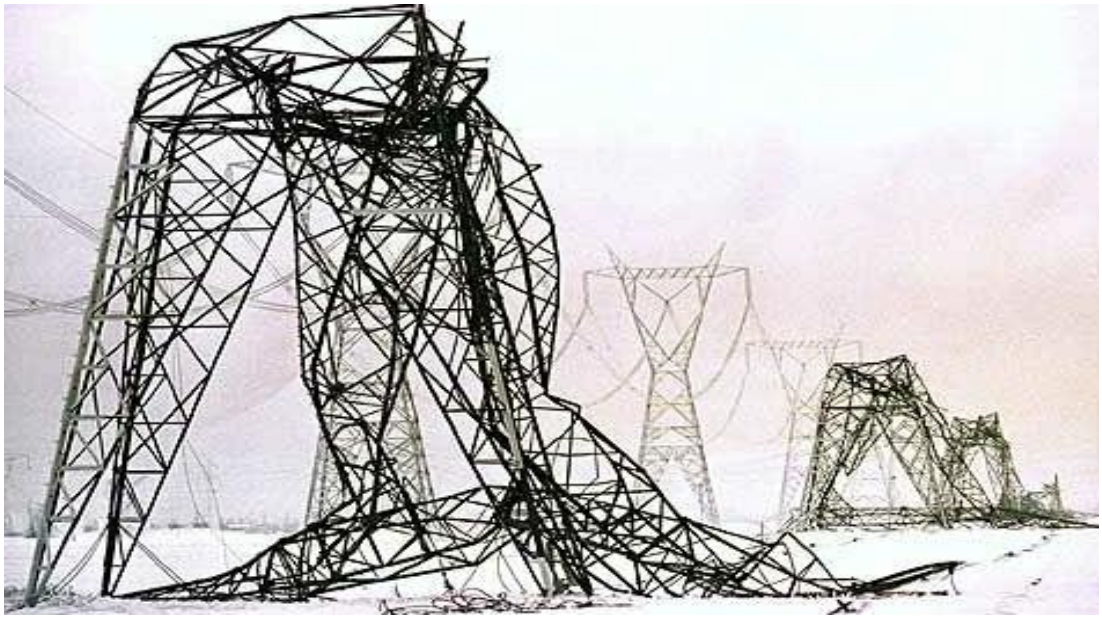
15.1. Аварії конструкцій із-за перевантаження ожеледдю.

Уявлення про природу і екстремальні значення навантажень від ожеледі певною мірою дають аварії конструкцій із-за перевантаження ожеледдю. Особливо навантаження ожеледі впливають на надійність і аварійність конструкцій повітряних ліній (ПЛ) зв'язку і електропередачі. Історія будівництва і експлуатації ПЛ за останні 50…80 років містить численні приклади руйнування конструкцій і обриву дротів ПЛ, що заподіяли великий економічний збиток і з усією очевидністю продемонстрували необхідність правильного врахування навантажень від ожеледі.

За даними [2], більше 50% відмов опор ПЛ на території України викликаються ожеледно-вітровими навантаженнями. Найбільша за останні 50 років природна катастрофа осягнула електричні мережі України в листопаді 2000 р., вона паралізувала життєдіяльність майже 5 тис. населених пунктів 12 областей південного заходу країни. Протягом тижня майже 4 млн. людей залишилися без світла, тепла, газо- і водопостачання. Катастрофічна ожеледь охопила територію близько 226 000 км^2, на території близько 118 800 км^2 було зафіксовано значні ушкодження дерев, озимих посівів, дротів ПЛ і електротранспорту. Було зруйновано більше 307 тис. залізобетонних і більше 20 тис. сталевих опор ПЛ. Інтенсивне утворення ожеледі стало наслідком взаємодії холодного арктичного повітря, що рухалося з північного сходу, з теплим і вологим повітрям з південного заходу. Утворення ожеледі супроводжувалося переохолодженим дощем і туманом при температурі 0…-2ºС, інтенсивно наростало впродовж 10...12 годин, його інтенсивність перевищувала ту, що коли-небудь спостерігалася, в 2...4 разів, погонне навантаження на дріт досягало 150 Н/м. Ситуація погіршувалася вітрами із швидкістю 14...17 м/с. Максимальний діаметр ожеледі на приладах вимірювання ожеледі був зафіксований на метеостанціях Затишшя (Одеська область) – 197 мм і Хмельницький – 61 мм. Загальний збиток України від стихії склав більше 100 млн. євро.

Отже, об’єктивна оцінка ожеледно-вітрових навантажень є вельми актуальна, цьому присвячені численні дослідження, включно роботи фахівців ПолтНТУ [3].

а



б

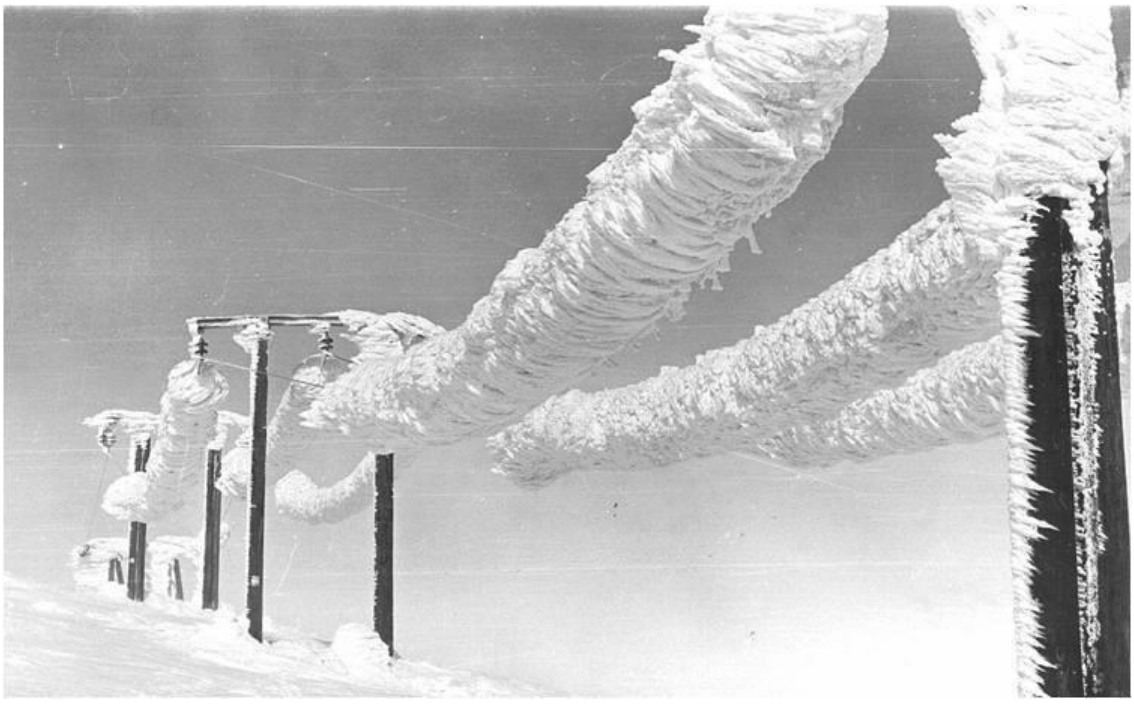


Рис. 15.1. Небезпечний вплив ожеледі:
а – руйнування опори ПЛ від ожеледного навантаження;
б – обледеніння електричних дротів

15.2. Природа навантажень від ожеледі

Відкладення ожеледі на конструкціях різного призначення утворюються в результаті:

- осадження і замерзання переохолоджених крапель води за наявності туману, мряки, дощу;
- замерзання мокрого снігу;
- сублімації водяної пари.

Вид відкладень ожеледі залежить від розмірів водяних крапель і швидкості їх замерзання при зіткненні з конструкціями.

- Великі краплі води, які частіше спостерігаються при температурах, близьких до 0ºС, замерзають повільно, устигають розтектися і утворити плівку води, яка при замерзанні утворює ***ожеледь***. Найбільш вірогідна температура утворення ожеледі знаходиться в межах 0…-3ºС, найбільш вірогідна щільність – 0,6…0,9 г/см^3. Відкладаючись на дротах повітряних ліній електропередачі, ожеледь викликає їх провисання, вібрацію, а при посиленні вітру призводить до їх обриву.
- Дрібні водяні краплі замерзають при нижчих температурах (нижче - 3ºС), причому замерзання відбувається швидше, без розтікання, між крижинками залишаються бульбашки повітря. В результаті утворюється ***зерниста паморозь*** з нерівною горбистою поверхнею з окремими виступами (рис. 15.2), інтервал температури її утворення від - 3ºС до - 8ºС , в горах до - 20...-30 ºС, інтервал щільності – 0,1…0,6 г/см^3. Зерниста паморозь по своїй структурі наближається до ожеледі і є небезпечнішою, ніж кристалічна. Осідаючи на дротах, вона утрудняє зв'язок, викликає їх провисання, може привести також до обриву дротів.

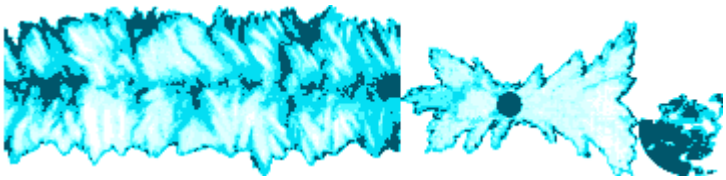


Рис. 15.2. Ожеледь хвилеподібна
(фото з атласу обледеніння дротів)

- В тиху погоду, при дрібнокрапельному тумані або димці (при високій вологості повітря) в результаті сублімації водяної пари і замерзання дуже дрібних крапель води при температурах від - 10ºС до -20ºС утворюється ***кристалічна паморозь*** (рис. 15.3), тобто білий осад ажурної кристалічної будови з щільністю 0,01…0,08 г/см^3.

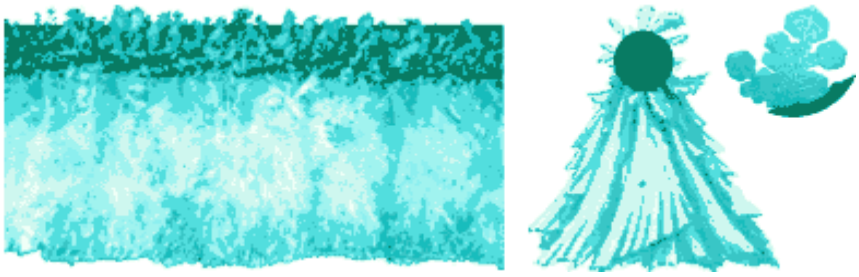


Рис. 15.3. Кристалічна паморозь (на 15 мм дроті)

- Налипання і замерзання ***мокрого снігу*** утворюють відкладення ожеледі більшої щільності в інтервалі 0,10…0,70 г/см^3 (рис. 15.4).

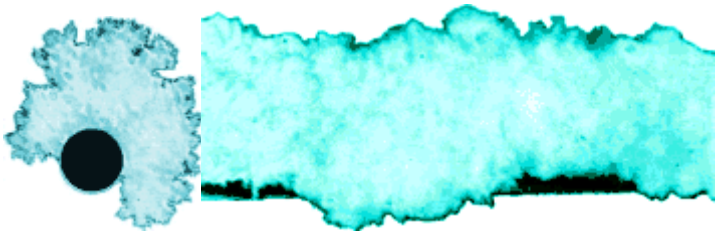


Рис. 15.4. Мокрий сніг

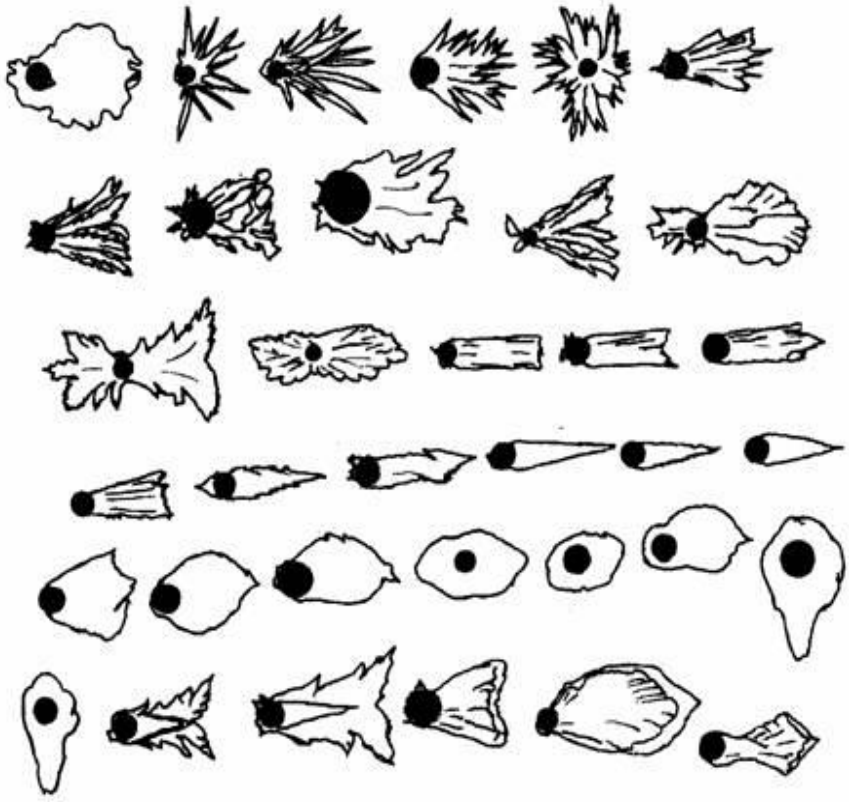


Рис. 15.5. Можливі форми ожеледно-паморозних відкладень на дротах

Оскільки спектр розмірів крапель води в атмосфері дуже широкий, на конструкціях можуть виникати складні утворення ожеледі, що складаються з декількох видів або нашарувань, які називаються ***змішаними***. Середня щільність такої суміші може коливатися в широких межах, оскільки залежить від того, який вид льоду в ній переважає.

Реальні форми ожеледно-паморозних відкладень можуть бути дуже різноманітними; найбільш характерні з них представлені на рис. 15.5.

На утворення відкладень ожеледі на конструкціях, окрім названих вище метеорологічних умов (температура, вологість, опади), впливає ще цілий ряд чинників :

- висотне положення елементів;
- характерні розміри поперечного перерізу елементів: діаметр, ширина, висота;
- швидкість і напрям вітру;
- характер підстелючої поверхні: степ, водойма, ліс, населений пункт і так далі.
-

15.3. Методи вимірювання ожеледі

У метеорологічних і наукових дослідженнях використовуються різні методи вимірів ожеледі.

А. Вимірювання за допомогою верстата ожеледі. На метеорологічних станціях велика частина інструментальних спостережень за відкладеннями ожеледі проводиться цим простим методом. Основною частиною верстата ожеледі є жорстко закріплені (постійні) і знімні (змінні) стержні (дроти) діаметром 5 мм завдовжки 90 см, прикріплені до трьох стойок на висоті 2 м від рівня землі. Два дроти орієнтовані в меридіональному напрямі ("північ-південь"), два дроти - в широтному напрямі ("захід-схід"). Знімання параметрів здійснюється чотири рази в добу, а при утворенні ожеледі – через 2 години. В процесі спостережень на постійному дроті вимірюють великий діаметр (по лінії найбільшої величини відкладення) і малий діаметр (у напрямі, перпендикулярному великому діаметру) (рис. 15.6). Вага відкладення вимірюється за допомогою змінного дроту.

Для відстежування процесу відкладення ожеледі очищають частину широтного і меридіонального дротів, заздалегідь визначивши вид відкладення. Зафіксувавши час початку і час припинення відкладення, визначають періоди його наростання і руйнування, а також загальну тривалість періоду, впродовж якого зберігалися відкладення льоду на дротах.

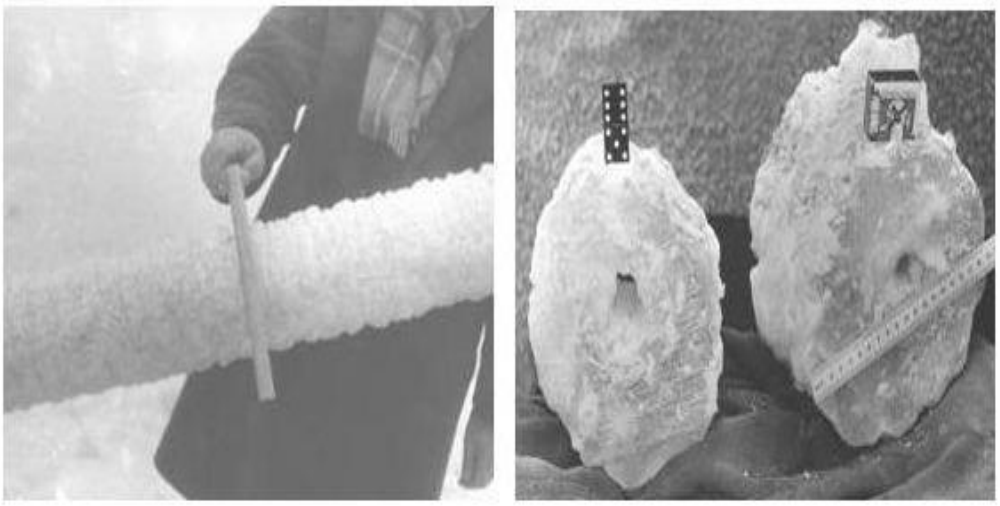


Рис. 15.6. Вимірювання товщини шару ожеледі

Б. Інструментальні вимірювання ожеледі. У різних галузях промисловості, у тому числі газової, нафтової, хімічної та ін., розроблені і використовуються сигналізатори ожеледно-паморозних відкладень, призначення яких – подавання сигналу тривоги при початку утворення ожеледі. В якості прикладів можна привести акустичні сигналізатори, у тому числі вітчизняний СО-1 і швейцарський EW - 140, принцип дії яких ґрунтується на збільшенні частоти власних коливань мембрани із-за збільшення жорсткості, що викликається ожеледдю. Розроблені також оптичні сигналізатори початку ожеледоутворення.

За кордоном розроблені прилади, що дозволяють вимірювати масу відкладень ожеледі. Серед них можна назвати вібраційний сигналізатор типу ASOS(США) і сигналізатор ожеледі (Канада), які використовують чутливий елемент у вигляді алюмінієвого стержня(рис. 15.7, г), що коливається. Датчики ожеледі, розроблені у ряді країн, дозволяють оцінювати масу ожеледі на вертикальному стержні за допомогою вимірювальної техніки (рис. 15.7, а,б,в).

В. Вітчизняні розробки. Дуже своєчасною видається розгорнута НЕК «Укренерго», починаючи з 2004 р, розробка системи моніторингу ожеледно-вітрових навантажень на повітряні лінії електропередачі. Основним компонентом системи став автоматизований ожеледно-вітровий метеопост (АГВМП). До складу поста, розробленого з використанням новітніх вітчизняних і зарубіжних досягнень в цій області, входить тензометричний вимірювач маси ожеледі, ультразвуковий анеморумбометр, вимірювачі температури і вологості повітря, сигнали з яких передаються на комп'ютер (рис. 15.8).

Рис. 15.7. Інструментальні вимірювання ожеледі :
а – наростання льоду на установці, що обертається (Великобританія); б – стержень, що вільно обертається, з вимірювальною апаратурою (Чехія); в – вимірювальна апаратура EAG 200(Німеччина); г – сигналізатор обмерзання Rosemount 872/C3 (Канада-США)

Після перевірки перші 4 метеопости були встановлені в системах НЕК "Укренерго" в Одеській, Тернопільській і Хмельницькій областях. Досвід експлуатації АГВМП в 2004…2007 рр. виявив недостатню надійність метеопостів внаслідок складності конструкції, обумовленої наявністю частин, що рухаються. У 2007…2008 рр. структура метеопоста була істотно модернізована, було замінено облаштування виміру ожеледно-паморозних відкладень (рис. 15.9) і систему автоматичного контролю вимірюваних параметрів.

Надалі планується оснастити такими постами підстанції, а з часом і безпосередньо ПЛ електропередачі для безперервного збору метеорологічної інформації по трасі ПЛ і, у разі потреби, видачі аварійних сигналів. Поставлено завдання створення системи моніторингу кліматичних параметрів, передусім ожеледно-вітрових навантажень, на

трасах ПЛ електропередачі НЕК "Укренерго", що дозволить істотно поповнити банк даних про навантаження від ожеледі на території України.

Рис. 15.8. Пристрій для вимірювання ожеледного навантаження АГВМП (модель 2004 р.)

Рис. 15.9. Пристрій для вимірювання ваги ожеледі (модель 2008 р.)

15.4. Визначення ожеледних навантажень

Згідно з ДБН [1], ожеледно-вітрові навантаження слід враховувати при проектуванні повітряних ліній зв’язку, контактних мереж електрифікованого транспорту, антенно-щоглових пристроїв та інших подібних споруд.

Ожеледно-вітрові навантаження слід враховувати як сукупність ваги ожеледних відкладень і нормального тиску вітру на покриті ожеледдю елементи.

Ожеледно-вітрові навантаження є змінними, для кожної складової яких (ожеледних відкладень і вітру) встановлено граничні розрахункові значення.

Граничне розрахункове значення ваги ожеледних відкладень визначається за формулою

$$G_m = G_e \gamma_{fm}, \tag{15.1}$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням ваги ожеледних відкладень, що визначається згідно з п 15.6;

G_e — характеристичне значення ваги ожеледних відкладень, що визначається за формулою (15.2) для лінійного ожеледного навантаження і за (15.3) для поверхневого ожеледного навантаження.

Характеристичне значення лінійного ожеледного навантаження (Н/м), для елементів кругового перерізу діаметром до 70 мм включно (проводів, тросів, відтяжок щогл, вант тощо) слід визначати за формулою

$$G_e = \pi b k \mu_1 \left(d + b\ k\mu_1\right) \rho g 10^{-3}, \tag{15.2}$$

де b — товщина стінки ожеледі, мм, що визначається за таблицею 15.1 з урахуванням вимог, наведених нижче;

k — коефіцієнт, який враховує зміну товщини стінки ожеледі по висоті h і приймається за табл. 15.2;

d — діаметр проводу, троса, мм;

μ_1 — коефіцієнт, що враховує зміну товщини стінки ожеледі залежно від діаметра елементів кругового перерізу d і приймається за табл. 15.3;

ρ — густина льоду, яка приймається 0,9 г/см^3;

g — прискорення вільного падіння, м/с^2.

Таблиця 15.1

Залежність товщини стінки ожеледі від висоти

Висота над поверхнею землі h, м	***Товщина стінки ожеледі b, мм***	
	1—3 ожеледні райони	***4—6 ожеледні райони та гірські місцевості***
200	*35*	*Приймається на підставі спеціальних обстежень*
300	*45*	*Приймається на підставі спеціальних обстежень*
400	*60*	*Приймається на підставі спеціальних обстежень*

Таблиця 15.2

Залежність коефіцієнта *k* від висоти

Висота над поверхнею землі h, м	***5***	***10***	***20***	***30***	***50***	***70***	***100***
Коефіцієнт k	*0,8*	*1,0*	*1,2*	*1,4*	*1,6*	*1,8*	*2,0*

Таблиця 15.3

Залежність коефіцієнта μ_1 від діаметру елемента

Діаметр дроту, троса чи каната d, мм	***5***	***12***	***20***	***30***	***50***	***70***
Коефіцієнт μ_1	*1,1*	*1,0*	*0,9*	*0,8*	*0,7*	*0,6*

Примітки (до табл. 15.1–15.3):

1. Проміжні значення величин слід визначати лінійною інтерполяцією.

2. Товщину стінки ожеледі на підвішених горизонтальних елементах кругового перерізу (тросах, проводах, канатах) допускається приймати на висоті розташування їхнього приведеного центра ваги.

3. Товщину стінки ожеледі на провід діаметром до 10 мм слід приймати, як на провід діаметром 10 мм.

4. Для визначення ожеледного навантаження на горизонтальні елементи кругової циліндричної форми діаметром до 70 мм товщину стінки ожеледі, наведену в табл. 15.1, слід знижувати на 10 %.

15.10. Характерні ожеледні відкладення на будівельних конструкціях

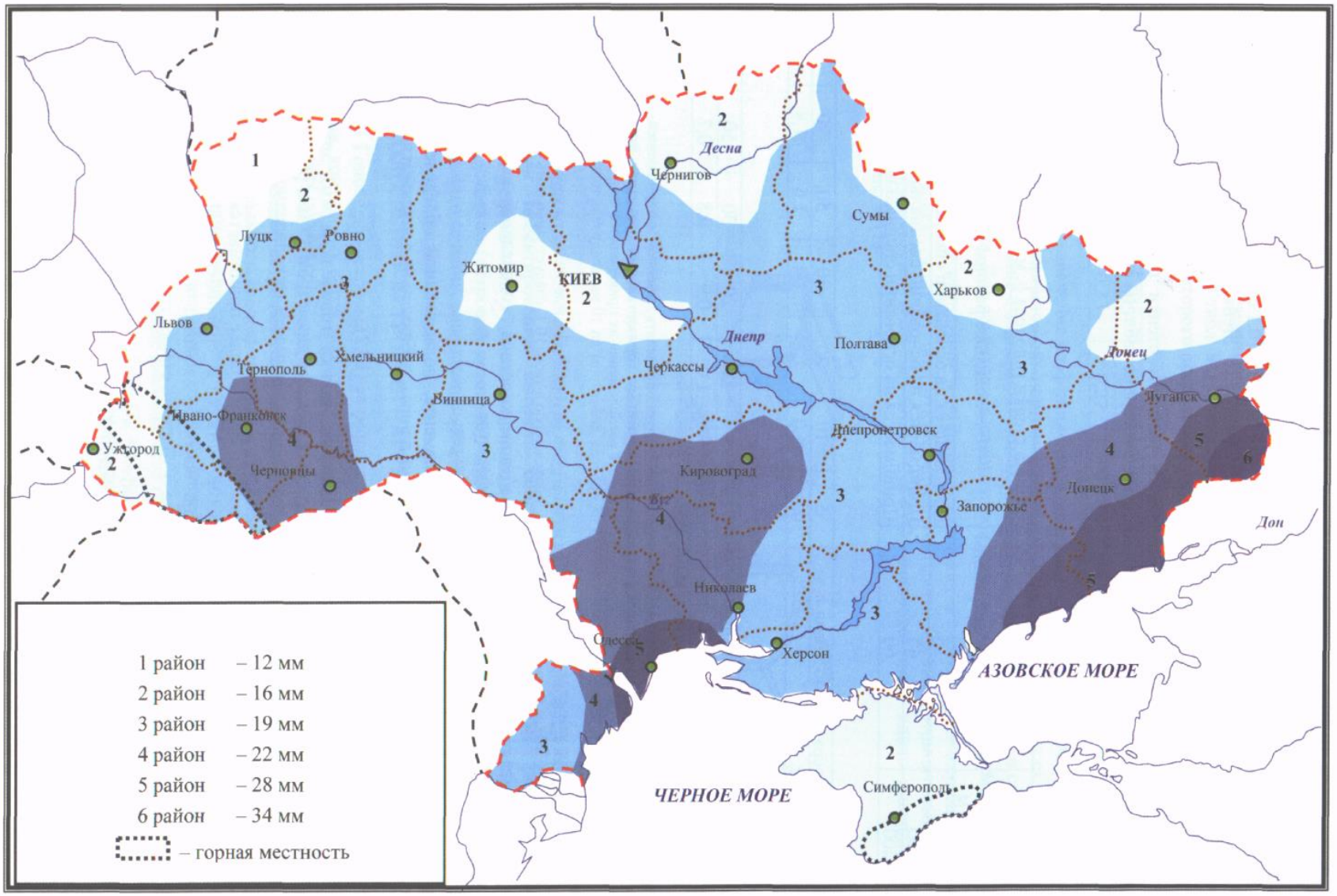


Рис. 15.1. Карта районування території України за характеристичними значеннями товщини стінки ожеледі

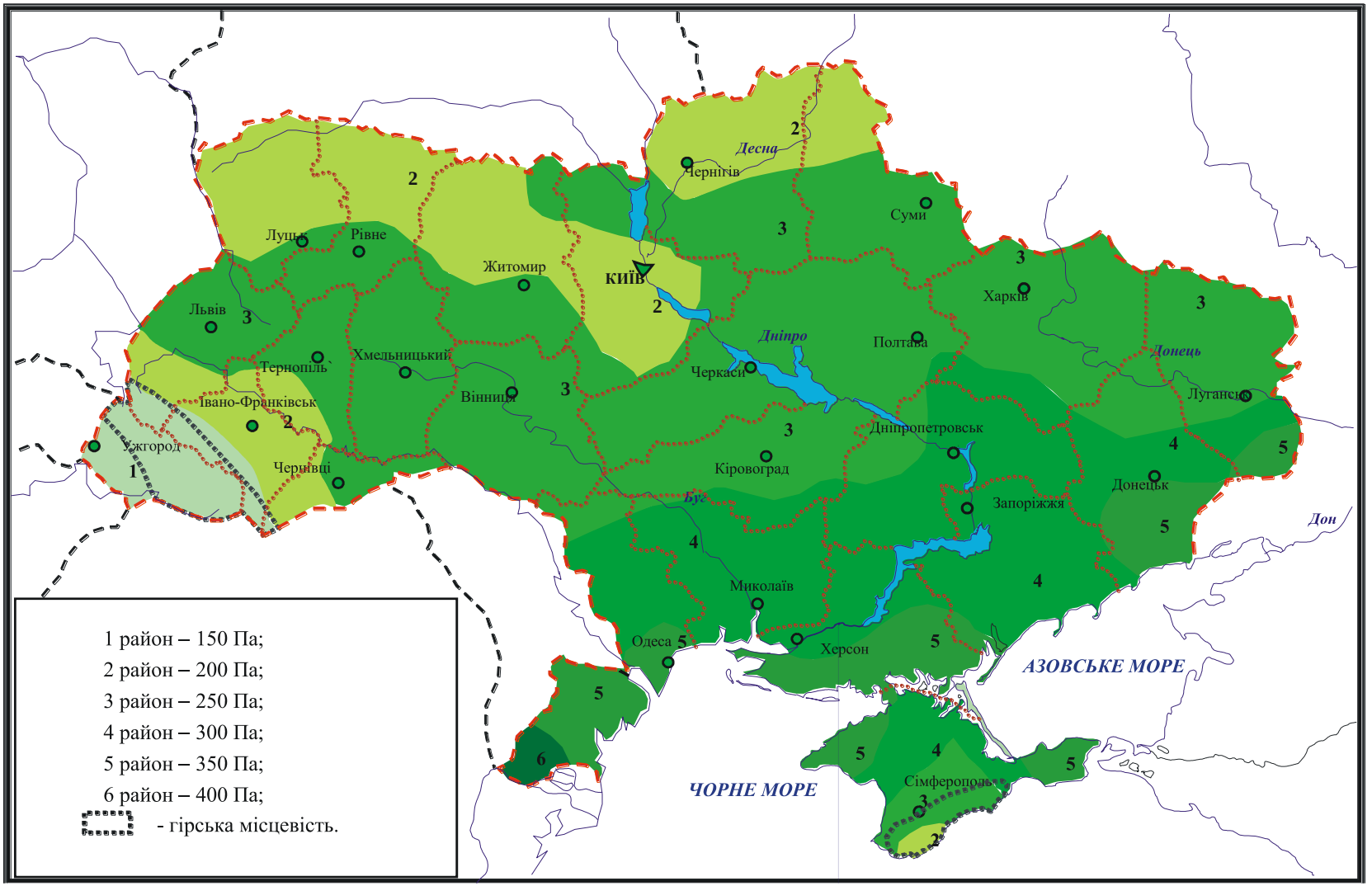


Рисунок 15.2. Карта районування території України за характеристичними значеннями вітрового тиску при ожеледі

Граничне розрахункове значення для поверхневого ожеледного навантаження (Па) на площинні елементи слід визначати за формулою

$$G_e = bk\mu_2 \rho g, \qquad (15.3)$$

де μ_2 – відношення площі поверхні елемента, що піддається обледенінню, до повної площі поверхні елемента. При відсутності даних спостережень допускається приймати μ_2 таким, що дорівнює 0,6. Інші позначення такі самі, як у формулі (15.2).

Характеристичне значення товщини стінки ожеледі b (мм), яке перевищується в середньому один раз за 50 років, на елементах кругового перерізу діаметром 10 мм, розташованих на висоті 10 м над поверхнею землі, визначається залежно від ожеледного району по карті (рис. 15.1) або за додатком Е [1].

Товщина стінки ожеледі b (мм) на висоті 200 м і вище приймається за табл. 15.1. Для гірських районів Карпат і Криму, а також у дуже пересічених місцевостях (на вершинах гір і пагорбів, на перевалах, на високих насипах, у закритих гірських долинах, улоговинах, глибоких виїмках тощо) дані про товщину стінки ожеледі слід приймати на підставі спеціальних спостережень.

15.5. Визначення вітрових навантажень при ожеледі

Граничне розрахункове значення нормального тиску вітру на покриті ожеледдю елементи визначається за формулою

$$W_q = W_0 \gamma_{fw}, \qquad (15.5)$$

де γ_{fw} — коефіцієнт надійності за граничним значенням нормального тиску вітру на покриті ожеледдю елементи, що визначається згідно з п. 15.6.

Характеристичне значення нормального тиску вітру на вкриті ожеледдю елементи на висоті 10 м над поверхнею землі, яке перевищується один раз за 50 років (W_B), приймається залежно від вітрового району при ожеледі по карті (рис. 15.2) або за додатком Ж [1].

Для гірських районів Карпат і Криму дані про вітровий тиск при ожеледі необхідно приймати на підставі спеціальних спостережень.

Тиск вітру на вкриті ожеледдю елементи визначають за формулами (12.1) і (12.3), із заміною W_0 на W_B та приймаючи при цьому C_{rel}=1, C_{dir}=1 і C_d=1.

15.6. Коефіц ієнти методики розрахунку ожеледно-вітрових навантажень

Коефіцієнт надійності за граничним значенням ваги ожеледних відкладень γ_{fm} визначається залежно від заданого середнього періоду повторюваності T за табл. 15.4.

Таблиця 15.4

Залежність коефіцієнта γ_{fm} від періоду повторюваності T

T, років	***5***	***10***	***15***	***25***	***40***	***50***	***70***	***100***	***150***	***200***	***300***	***500***
γ_{fm}	*0,46*	*0,63*	*0,72*	*0,84*	*0,95*	*1,00*	*1,08*	*1,16*	*1,25*	*1,32*	*1,42*	*1,53*

Проміжні значення коефіцієнта γ_{fm} слід визначати лінійною інтерполяцією.

Коефіцієнт надійності за граничним значенням нормального тиску вітру на покриті ожеледдю елементи γ_{fw} визначається залежно від заданого середнього періоду повторюваності T за табл. 15.5.

Таблиця 15.5

Залежність коефіцієнта γ_{fw} від періоду повторюваності T

T, років	***5***	***10***	***15***	***25***	***40***	***50***	***70***	***100***	***150***	***200***	***300***	***500***
γ_{fw}	*0,45*	*0,61*	*0,71*	*0,83*	*0,95*	*1,00*	*1,08*	*1,16*	*1,26*	*1,33*	*1,43*	*1,55*

Проміжні значення коефіцієнта γ_{fw} слід визначати лінійною інтерполяцією.

Середній період повторюваності T для об’єктів масового будівництва допускається приймати таким, що дорівнює встановленому терміну експлуатації конструкції T_{ef}.

Для об’єктів, що мають підвищений рівень відповідальності, для яких технічним завданням встановлена імовірність P неперевищення (забезпеченість) граничного розрахункового значення ожеледно-вітрових навантажень протягом встановленого терміну служби, середній період повторюваності граничного розрахункового значення ожеледно-вітрових навантажень обчислюється за формулою

$$T = T_{ef} K_p, \tag{15.6}$$

де K_p – коефіцієнт, що визначається за табл. 15.6 залежно від імовірності P.

Таблиця 10.6

Визначення коефіцієнта K_p для відповідальних об’єктів

P	***0,37***	***0,5***	***0,6***	***0,8***	***0,85***	***0,9***	***0,95***	***0,99***
K_p	*1,00*	*1,44*	*1,95*	*4,48*	*6,15*	*9,50*	*19,50*	*99,50*

Проміжні значення коефіцієнта K_p слід визначати лінійною інтерполяцією.

При визначенні вітрових навантажень на елементи споруд, розташованих на висоті понад 100 м над поверхнею землі, діаметр обледенілих проводів і тросів, установлений з урахуванням товщини стінки ожеледі, наведеної в табл.15.1, для ожеледно-вітрових районів 1 – 3 за рис. 15.1 та додатком Е необхідно множити на коефіцієнт, що дорівнює 1,5.

Температуру повітря при ожеледі незалежно від висоти споруд слід приймати в гірських районах з висотою: понад 1000 м – мінус 10 °С; для решти територій для споруд висотою до 100 м – мінус 5 °С, понад 100 м – мінус 10 °С.

Література

1. ДБН В.1.2-2: 2006. Навантаження і впливи. – К.: Мінбуд України, 2006. – 60 с.

2. Клімат України / За ред. В.М. Ліпинського, В.А. Дячука, В.М. Бабиченко. – К.: Вид-во Раєвського, 2003. – 343 с

3. Пічугін С.Ф. Розрахунок надійності будівельних конструкцій. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2016. – 529 с.

Контрольні питання

1. Наведіть приклади аварій внаслідок дії ожеледно-вітрових навантажень.
2. Яка фізична природа утворення ожеледних відкладень?
3. Як виконуються вимірювання ожеледі?
4. Як визначаються граничні розрахункові значення ожеледного навантаження?
5. Як визначається характеристичне значення ожеледного навантаження?
6. Від яких параметрів залежить характеристичне значення ожеледного навантаження?
7. Як визначається характеристичне значення товщини стінки ожеледі?
8. Як визначається вітрове навантаження при ожеледі?
9. Якими є коефіцієнти методики розрахунку ожеледно-вітрових навантажень?