

С.Ф. Пічугін

S.F. Pichugin

Етапи  
розвитку  
загальної  
методики  
розрахунку  
будівельних  
конструкцій

Development  
Stages of  
General  
Methodology  
for Building  
Structure  
Calculation

*Монографія*

*Monograph*

Полтава  
ТОВ «АСМІ»  
2024

Poltava  
ASMI  
2024

*Рекомендовано до опублікування Вченою радою  
Національного університету «Полтавська політехніка  
імені Юрія Кондратюка» (протокол № 2 від 9.02.2024 р.).*

**Рецензенти:**

**Є.В. Клименко** (доктор техн. наук, професор, зав. кафедри залізобетонних конструкцій та транспортних споруд Одеської державної академії будівництва та архітектури);

**Т.Д. Нікіфорова** (доктор техн. наук, професор, декан будівельного факультету Придніпровської державної академії будівництва та архітектури);

**О.В. Семко** (доктор техн. наук, професор, зав. кафедри будівництва та цивільної інженерії Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»).

The monograph presents the history of the development of structural strength calculations, the allowable stress method and the limit state method. Along with the main provisions of the design codes, the monograph includes explanations about the origin and justification of the basic principles and calculation coefficients of the methodology. Special attention is paid to the statistical aspects of the selection of method parameters and probabilistic assurance of the reliability of structures calculated according to the current design codes. The results of statistical studies of the strength of the main structural materials: steel, concrete, masonry and wood are given in connection with the constant review of design codes. The monograph contains data on loads that are basic for buildings and structures: snow, wind, crane loads; at the same time, the following are considered: the nature of loads, the method of their research, normalization and probabilistic substantiation.

For scientific and engineering-technical workers, post-graduate students and masters.

**Пічугін С.Ф.**

П36 Етапи розвитку загальної методики розрахунку будівельних конструкцій = Development Stages of General Methodology for Building Structure Calculation [Текст]: монографія / С.Ф. Пічугін. – Полтава: ТОВ “АСМІ”, 2024. – 400 с.: іл. 25, табл. 87, бібліогр. 452.

ISBN 978-966-182-699-0

У монографії наводиться історія розвитку розрахунків міцності конструкцій, методики допустимих напружень і методики граничних станів. Разом з основними положеннями норм проектування монографія включає роз'яснення щодо походження і обґрунтування основних засад і розрахункових коефіцієнтів методики. Особлива увага приділяється статистичним аспектам вибору параметрів методики й імовірнісному забезпеченню надійності конструкцій, розрахованих за діючими нормами проектування. Наведені результати статистичних досліджень міцності основних конструктивних матеріалів: сталі, бетону, кам'яної кладки і дерева в ув'язці з постійним переглядом норм проектування. Монографія містить дані щодо навантажень, що є основними для будівель і споруд: снігових, вітрових, кранових; при цьому розглядаються: природа навантажень, методика їх дослідження, нормування та ймовірнісне обґрунтування.

Для наукових й інженерно-технічних працівників, аспірантів та магістрів.

УДК 624.014(091)

## **ЗМІСТ**

**РОЗДІЛ 1**  
**ВІДОБРАЖЕННЯ СТАТИСТИЧНОГО ХАРАКТЕРУ МІЦНОСТІ**  
**СТАЛІ В НОРМАХ ПРОЄКТУВАННЯ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ**

**РОЗДІЛ 2**  
**СТАТИСТИЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ МІЦНОСТІ МАТЕРІАЛІВ**  
**БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

**РОЗДІЛ 3**  
**СТАТИСТИЧНЕ ОБГРУНТУВАННЯ НОРМАТИВІВ СНІГОВОГО**  
**НАВАНТАЖЕННЯ НА БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ**

**РОЗДІЛ 4**  
**БАГАТОРІЧНИЙ ДОСВІД НОРМУВАННЯ СЕРЕДНЬОЇ СКЛАДОВОЇ**  
**ВІТРОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ НА БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ**

**РОЗДІЛ 5**  
**РОЗВИТОК НОРМУВАННЯ КРАНОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА**  
**БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ**

**РОЗДІЛ 6**  
**ЕТАПИ РОЗВИТКУ МЕТОДУ ДОПУСТИМИХ НАПРУЖЕНЬ ЯК**  
**ОСНОВИ МЕТОДУ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ**

**РОЗДІЛ 7**  
**ЕТАПИ РОЗВИТКУ МЕТОДУ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ**  
**(1950 – 1980 )**

**РОЗДІЛ 8**  
**РОЗВИТОК УКРАЇНСЬКИХ НОРМ ПРОЄКТУВАННЯ**  
**(ВІД 1990 ДО ТЕПЕРІШНЬОГО ЧАСУ)**

**РОЗДІЛ 9**  
**КОЕФІЦІЄНТИ УМОВ РОБОТИ**

**РОЗДІЛ 10**  
**КОЕФІЦІЄНТ СПОЛУЧЕННЯ НАВАНТАЖЕНЬ**

**РОЗДІЛ 11**  
**КОЕФІЦІЄНТ ВІДПОВІДАЛЬНОСТІ**

## CONTENTS

**CHAPTER 1**  
**DISPLAY OF THE STATISTICAL CHARACTER OF THE STEEL STRENGTH**  
**IN THE DESIGN STANDARDS OF STEEL STRUCTURES**

**CHAPTER 2**  
**STATISTICAL STRENGTH CHARACTERISTICS OF BUILDING**  
**STRUCTURES MATERIALS**

**CHAPTER 3**  
**STATISTICAL SUBSTANTIATION OF CODES FOR SNOW LOADS**  
**ON BUILDING STRUCTURES**

**CHAPTER 4**  
**MANY YEARS OF EXPERIENCE IN NORMALIZING THE AVERAGE**  
**STORAGE WIND LOAD ON BUILDING STRUCTURES**

**CHAPTER 5**  
**DEVELOPMENT OF RANKING OF CRANE LOADS ON BUILDING**  
**STRUCTURES**

**CHAPTER 6**  
**STAGES OF DEVELOPMENT OF THE ALLOWABLE STRESS METHOD**  
**AS THE BASIS OF THE METHOD OF LIMIT STATES**

**CHAPTER 7**  
**STAGES OF DEVELOPMENT OF THE LIMIT STATES METHOD**  
**(1950 – 1980 )**

**CHAPTER 8**  
**DEVELOPMENT OF UKRAINIAN DESIGN CODES**  
**(FROM 1990 TO PRESENT TIME)**

**CHAPTER 9**  
**COEFFICIENTS OF WORKING CONDITIONS**

**CHAPTER 10**  
**COEFFICIENT OF LOAD COMBINATIONS**

**CHAPTER 11**  
**RESPONSIBILITY COEFFICIENT**

## ВСТУП

*Слід писати так, щоб читач завжди міг бачити  
внутрішню основу речей, що ним вивчаються,  
щоб він міг виявити джерело відкриття, і отже,  
в усьому розібратися так, якби він це придумав сам*

**Г.В.Лейбниц, німецький математик**

Представлена читачу монографія продовжує серію книг автора, присвячених навантаженням на будівельні конструкції і надійності будівельних об'єктів, посилання на які знаходяться у списках літератури до розділів книги. У книзі наводиться коротка історія розвитку розрахунків міцності конструкцій, після чого здійснюється перехід до методики допустимих напружень, яка панувала у будівництві у XVIII-XIX сторіччях і першій половині XX сторіччя, і детально розглядаються основні положення та параметри методики граничних станів, яка діє у теперішній час. Слід підкреслити, що актуальність вивчення розвитку вітчизняних і зарубіжних норм проектування пов'язана не тільки з тим, що історія дає фактичні знання про минулий досвід будівництва, але певною мірою дозволяє прогнозувати тенденції розвитку будівельного нормування. Викладення матеріалу у книзі не обмежується положеннями норм проектування і включає роз'яснення щодо походження та обґрунтування основних засад і розрахункових коефіцієнтів методики розрахунку будівельних конструкцій за граничними станами. Особливу увагу при цьому приділено статистичним аспектам вибору параметрів методики й імовірнісному забезпеченню надійності конструкцій, розрахованих за діючими нормами проектування.

При цьому підкреслимо, що методику розрахунку за граничними станами застосовують до всіх без винятку будівельних конструкцій, вона є основою нормативних документів для їх проектування. Без впевненого володіння цією основоположною методикою неможливо бути повноцінним інженером-будівельником, здатним приймати грамотні й обґрунтовані рішення щодо несучої здатності, жорсткості, надійності та інших необхідних якостей несучих та огорожуючих будівельних конструкцій.

Розділи книги розміщені у послідовності, в якій вони були написані і частково опубліковані у вигляді статей, вони зібрані у чотири тематичні блоки:

- перший блок (розділи 1 і 2) наводить результати регулярних статистичних досліджень міцності основних конструктивних матеріалів: сталі, бетону, кам'яної кладки і дерева в ув'язці з постійним переглядом норм проектування;

- другий блок (розділи 3, 4 і 5) містить дані щодо навантажень, котрі є основними для будівель і споруд: снігових, вітрових, кранових; при цьому розглядаються природа навантажень, методика їх дослідження, нормування та ймовірнісне обґрунтування;

- третій блок (розділи 6, 7 і 8) хронологічно описує етапи розвитку методу допустимих станів, а згодом (з 50-х років минулого століття до теперішнього часу) – численні перегляди норм методу граничних станів;

- четвертий блок (розділи 9, 10 і 11) розшифровує зміст і обґрунтування коефіцієнтів умов роботи, сполучення навантажень, відповідальності.

При написанні монографії системно оброблялися різноманітні джерела інформації за темою книги: тексти нормативних документів; публікації у науково-технічних журналах, збірниках статей, матеріалах конференцій; автореферати і тексти дисертацій; монографії, довідники, підручники, інтернет-джерела тощо. Були також використані результати досліджень навантажень і надійності конструкцій, які на протязі багатьох років виконуються в Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». Огляд складено за період з 30-х років ХХ сторіччя до теперішнього часу (тобто за термін часу, більший ніж 90 років), за винятком розділу 6, присвяченого методу допустимих напружень, розпочатого з ХVІІІ сторіччя. У паперовому варіанті в основному пророблялися видання, надруковані до 2000 р., що знаходилися у науково-технічній бібліотеці Національного університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», одному із найповніших книжкових сховищ в Україні. Інформацію щодо пізніших видань, переведених у цифрову форму, зібрано з електронних бібліотек та електронних версій журналів.

При написанні книги автор використовував досвід підготовки і читання курсу лекцій «Методика граничних станів і нормування навантажень» для магістрів спеціальності «Промислове і цивільне будівництво» у Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» на протязі більше ніж 10 років. До цього курсу було видано об'ємний навчальний посібник обсягом 260 с. (перше видання 2014 р., друге видання 2023 р.). Матеріали цього посібника в розширеному вигляді були включені в дану книгу.

Окремі розділи книги є розвиненими варіантами статей автора, опублікованих у науково-технічних виданнях українською і англійською мовами. Тому в цих розділах можуть відчуватися окремі повторення та типова структура вітчизняних наукових публікацій (сподіваюсь, без шкоди для розуміння суті питання), яка включає вступ, огляд останніх джерел досліджень і публікацій, виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми, мету і завдання дослідження, основний матеріал і результати. Для зручності користування списки літератури подано окремо для кожного розділу.

Автор вдячний рецензентам – докторам технічних наук, професорам Є.В. Клименку, Т.Д. Нікіфоровій, О.В. Семку за підтримку й увагу при рецензуванні книги.

Книга адресується науковцям, інженерно-технічним працівникам, аспірантам і магістрам, які бажають розширити свій кругозір в галузі основних засад розрахунку будівельних конструкцій, надійності будівельних об'єктів та теорії навантажень.

**Автор**

---

## РОЗДІЛ 1 ВІДОБРАЖЕННЯ СТАТИСТИЧНОГО ХАРАКТЕРУ МІЦНОСТІ СТАЛІ В НОРМАХ ПРОЄКТУВАННЯ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

*Вслухайтесь, друзі, в дужий гомін,  
Вдивляйтесь пильно в світлу даль,—  
То племіні сяйво домен,  
То із мартенів лється сталь*

**Олесь Гончар**

### **Вступ**

Міцність сталі – це вирішальний параметр несучої здатності будівельних металевих конструкцій. Достовірне оцінювання міцності сталі має велике значення для забезпечення надійності конструкцій і належного обґрунтування норм проектування. Відомо, що процес виплавки сталі є досить складним і не ідеально контрольованим (висока температура, час процесу плавки, вміст легуючих домішок тощо). Згодом під час прокатки відбувається обтискання металу, роздрібнення зерен і різна їх орієнтація вздовж і поперек прокату, що впливає на механічні властивості металу. На властивості сталі впливають також температура прокатки і подальше охолодження. Крім того, за збільшення товщини прокату механічні характеристики металу понижуються. За наявності таких численних факторів, які впливають на міцність сталі, цілком природно, що показники міцності мають певну змінність, наочне уявлення про яку дають статистичні криві розподілу різних характеристик сталі. Межа текучості й інші механічні характеристики сучасних сталей мають статистичний розкид, який добре описано нормальним законом, що було неодноразово підтверджено даними випробування зразків сталі.

Вихідні дані щодо механічних характеристик сталі одержують у результаті стандартних приймальних випробувань зразків виплавлених сталей в лабораторіях металургійних заводів. Основне призначення цих даних – оцінювання якості і бракування некондиційної металургійної продукції. Крім того, статистичні результати випробування сталей використовують у складанні і перегляді норм проектування. Особливо цей процес активізувався з введенням методики розрахунку за граничними станами [1 – 3]. Статистичному опису механічних характеристик сталі, зокрема її міцності, присвячено численні публікації вітчизняних дослідників, починаючи з 40-х років минулого

## **РОЗДІЛ 1. Відображення статистичного характеру міцності сталі в нормах проектування сталевих конструкцій**

---

століття [4 – 17]. Активно обговорюють цю проблему закордонні фахівці [18 – 22]. Достовірні статистичні параметри міцності сталі особливо потрібні для оцінювання надійності металевих конструкцій. Про це йдеться, зокрема, в публікаціях наукової школи «Надійність будівельних конструкцій» Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» [23 – 26].

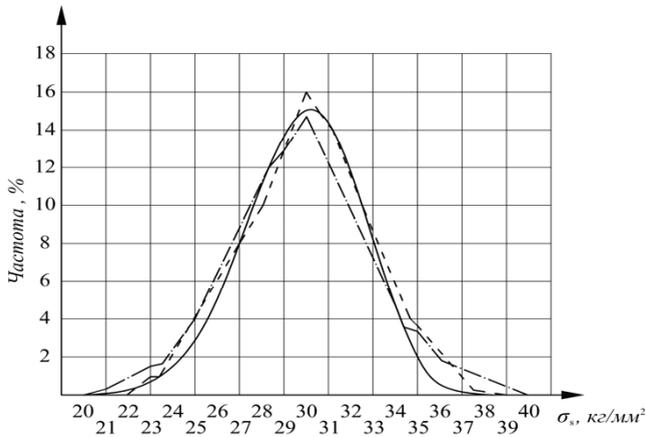
Заводські випробування міцності сталі виконують багато років у великих масштабах, створюючи значний масив статистичної інформації. Однак відсутня загальна інформаційна база цих даних. Даний розділ містить систематизований огляд публікацій у ведучих науково-технічних журналах із проблеми статистичного опису міцності будівельних сталей. Головну увагу приділено вибірці статистичних характеристик міцності сталей різного періоду, таких як математичне сподівання, середньоквадратичне відхилення (стандарт), коефіцієнт варіації тощо. Ці дані призначені для використання у чисельних розрахунках надійності конструкцій. Крім того, прослідковано еволюцію норм проектування сталевих конструкцій у частині змін призначення нормативних і розрахункових опорів сталей та залучення до цього дослідних статистичних даних.

Змістом розділу є упорядкований огляд публікацій таких науково-технічних журналів, як «Промислове і цивільне будівництво» (раніше «Будівельна промисловість» та «Промислове будівництво»), «Промислове будівництво та інженерні споруди», «Будівельна механіка і розрахунок споруд», «Вісті ВНЗ. Будівництво та архітектура», «Будівельні матеріали», «Автоматичне зварювання» та ін. Огляд складений за період з 40-х років ХХ сторіччя по теперішній час. У паперовому варіанті в основному пророблялися журнали, видані до 2000 р., що знаходилися у науково-технічній бібліотеці Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», одному із найповніших книжкових сховищ в Україні. Інформацію щодо пізніших видань, переведених у цифрову форму, зібрано з електронних бібліотек та електронних версій журналів.

### **1.1. Маловуглецева сталь Ст3**

*Результати досліджень 30 – 40-х років минулого століття.* У передвоєнні і перші післявоєнні роки за ініціативою М.С. Стрілецького було вперше розгорнуто масштабні статистичні дослідження механічних характеристик сталей, особливо найважливішого параметра метода розрахунку металевих конструкцій – межі текучості сталі [1, 2]. Експериментальна крива розподілу межі текучості для маловуглецевої сталі марки Ст3, за даними інж. В.В. Кураєва, отриманими на підставі 704 довоєнних іспитів (1937 – 1938 рр.), виявилася досить близькою за

формою до нормального розподілу, вона мала центр (математичне очікування)  $\bar{\sigma}_y = 270 \pm 14,8$  МПа. Розрахункове мінімальне значення межі текучості 220 МПа відстояло 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, яка дорівнює  $2,5 \cdot 10^{-4}$ , що свідчить про достатню забезпеченість розрахункової величини межі текучості маловуглецевої сталі того часу. Опубліковані в 1941 р. В.В. Кураєвим матеріали підтверджують, що межа текучості сталі Ст3 була у довоєнний час досить стабільною по всіх заводах, вона характеризувалась середнім значенням  $\bar{\sigma}_y = 260 \pm 14$  МПа.

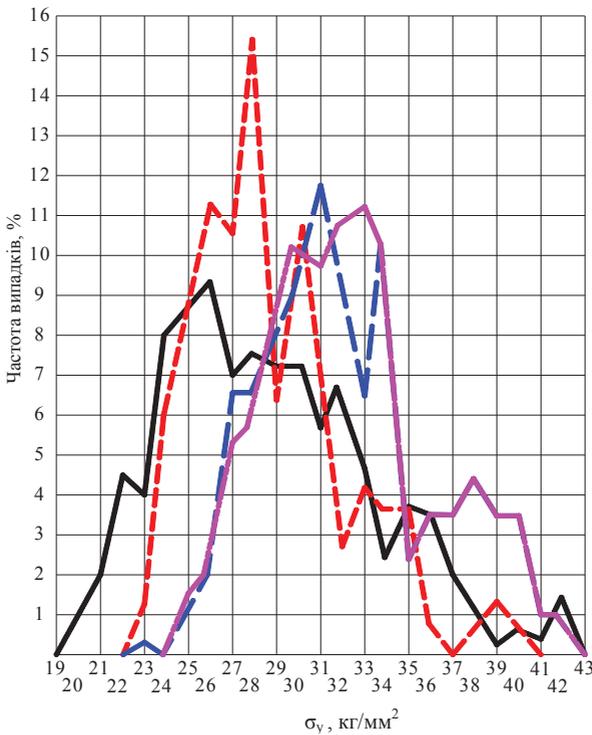


**Рис. 1.1. Статистичні розподіли межі текучості сталі Ст3**

- — — — — Кузнецький і Магнітогорський металургійні комбінати, 1943 і 1944рр. (5888 вип.)
- крива Гауса  $y=15,96e^{-0,133\sigma^2}$   $\sigma_s=30,17 \pm 2,5$  кг/мм<sup>2</sup>
- - - - - Магнітогорський металургійний комбінат, 1944рр. (1925 вип.)

Однак наступні дослідження ЦНПС 40-х років минулого століття (інж. Ойхер) встановили, що за час Другої світової війни властивості сталі Ст3 у відношенні границі текучості досить помітно змінилися; сталь виявилася значно менш однорідною і в той же час більш твердою (рис. 1.1). Середні результати досліджень інж. Ойхера дають для межі текучості сталі Ст3 вираз  $\bar{\sigma}_y = 300 \pm 25$  МПа (на підставі 6800 досліджень). Незважаючи на ці зміни, за нових характеристик, точно так само, як при старих, нормативна межа текучості відстає від свого середнього значення на відстань більшу трьох стандартів.

**РОЗДІЛ 1. Відображення статистичного характеру міцності сталі в нормах проєктування сталевих конструкцій**



**Рис. 1.2. Криві розподілу межі текучості сталі Ст0с**

- Кузнецький металургійний комбінат (138 випробувань)
- Магнітогорський металургійний комбінат, 1943 р. (206 вип.)
- Магнітогорський металургійний комбінат, 1944 р. (165 вип.)
- Чусовський металургійний комбінат, 1944 р. (165 вип.)

Цікавими є результати статистичного дослідження того ж часу механічних властивостей сталі Ст0с, яка є результатом відбраковування кондиційної сталі Ст3 [2]. Було виявлено, що ця некондиційна сталь є вкрай неоднорідним матеріалом, що ілюструють дослідні криві на рис. 1.2. Характерною особливістю кривих сталі Ст0с різних заводів, як і середньої кривої для всіх заводів, є їх від'ємна асиметрія, направлена у бік підвищених значень межі текучості, що вказує на неоднорідність умов виплавки сталі. Модальне значення межі текучості сталі Ст0с досить високе (280 МПа), і в 97 випадках із 100 воно 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) була не межа текучості, а видовження і межа міцності.

**Статистичні дані щодо міцності сталі Ст3 1950 –1970 рр.** З переходом у 1955 р. розрахунку сталевих конструкцій на методику граничних станів було введено НІТУ 121-55 «Норми і технічні умови проектування сталевих конструкцій». Для сталі марки Ст3 у цих нормах було вміщено нормативний опір  $R^H=2400$  кг/см<sup>2</sup>, що дорівнювався бракувальному мінімуму приймальних випробувань зразків сталі за відповідним ГОСТом. Можливість відхилення міцності від нормативного опору в менший бік внаслідок вибіркості контролю і змінності розмірів прокату було враховано коефіцієнтом однорідності  $k = 0,9$ . Розрахунковий опір розтягу, стиску і згину було визначено як  $R = kR^H = 0,9 \cdot 2400 = 2100$  кг/см<sup>2</sup>. Розрахунковий опір дорівнював мінімальному ймовірному значенню межі текучості сталі, яке визначали як

$$R = \bar{\sigma}_T - 3\hat{\sigma}_T, \quad (1.1)$$

де  $\bar{\sigma}_T$  і  $\hat{\sigma}_T$  – математичне сподівання і середньоквадратичне відхилення (стандарт) межі текучості.

Розрахунковий опір було визначено на основі статистичної обробки 6 тис. результатів заводських випробувань сталі марки Ст3 різних заводів. [3].

У 60-і роки минулого століття у металургійній промисловості відбулися істотні зміни в виробництві маловуглецевої сталі: розвинуто киснево-конвертерну виплавку, освоєно нові схеми розкислення (напівспокійна сталь), піднято потужність мартенівських печей, збільшено вагу злитка. Це відображено у наступному виданні норм СНиП II-V.3-62 «Сталеві конструкції. Норми проектування». У них введено два розрахункових опори – за межею текучості  $R = 2100$  кг/см<sup>2</sup> (як раніше) і за тимчасовим опором  $R_p = 2600$  кг/см<sup>2</sup>. Виділено окремо мартенівську і конвертерну сталі, а також ступені розкислення сталі: спокійну (сп), киплячу (кп) і напівспокійну (пс).

Згаданий розвиток металургійної технології і перегляд норм проектування здійснили певний вплив на механічні властивості сталей. Тому ЦНДІБК провів статистичну обробку результатів приймальних випробувань мартенівської товстолистової сталі Ст3 за ГОСТ 380-60 товщиною 2 – 60 мм на трьох металургійних заводах: Магнітогорському металургійному комбінаті (ММК), Комунарському металургійному заводі і металургійному заводі ім. Ілліча (Маріуполь) [5]). Результати, що було одержано, наведено в *табл. 1.1*. У даних дослідженнях було показано, що механічні властивості прокатної маловуглецевої сталі Ст3 у зазначені роки помітно знизилися (особливо за межею текучості і ударною в'язкістю). Тому був зроблений висновок, що методика приймальних

**РОЗДІЛ 1. Відображення статистичного характеру міцності сталі  
в нормах проєктування сталевих конструкцій**

випробувань сталі того часу (особливо визначення межі текучості) вимагала суттєвого поліпшення.

**Таблиця 1.1**  
**Статистичні дані щодо механічних характеристик листової сталі Ст3**

| <i>Межа текучості</i>                                                                                                                                                                                                                       |                      |                        |                        |                  |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------|------------------------|------------------------|------------------|
| <i>Сталь</i>                                                                                                                                                                                                                                | <i>Дата, джерело</i> | $\bar{\sigma}_y$ , МПа | $\hat{\sigma}_y$ , МПа | $V_y$ , %        |
| <i>Ст3кп</i>                                                                                                                                                                                                                                | <i>1968 р [5]</i>    | <i>284,1 – 310,7</i>   | <i>21,9 – 25,7</i>     | <i>7,55</i>      |
|                                                                                                                                                                                                                                             | <i>1980 р [8]</i>    | <i>266,0</i>           | <i>29,0</i>            | <i>10,9</i>      |
| <i>Ст3пс</i>                                                                                                                                                                                                                                | <i>1968 р [5]</i>    | <i>293,6 – 312,2</i>   | <i>21,5 – 26,8</i>     | <i>7,30</i>      |
|                                                                                                                                                                                                                                             | <i>1980 р [8]</i>    | <i>265,0 – 289,0</i>   | <i>25,0 – 30,0</i>     | <i>9,9</i>       |
| <i>Ст3сп</i>                                                                                                                                                                                                                                | <i>1968 р [5]</i>    | <i>232,6 – 294,0</i>   | <i>15,9 – 25,9</i>     | <i>5,8 – 9,1</i> |
|                                                                                                                                                                                                                                             | <i>1980 р [8]</i>    | <i>268,0 – 294,0</i>   | <i>22,0 – 27,0</i>     | <i>8,7</i>       |
| <i>Межа міцності</i>                                                                                                                                                                                                                        |                      |                        |                        |                  |
| <i>Сталь</i>                                                                                                                                                                                                                                | <i>Дата, джерело</i> | $\bar{\sigma}_u$ , МПа | $\hat{\sigma}_u$ , МПа | $V_u$ , %        |
| <i>Ст3кп</i>                                                                                                                                                                                                                                | <i>1968 р [5]</i>    | <i>422,4 – 433,0</i>   | <i>23,4 – 29,1</i>     | <i>5,83</i>      |
|                                                                                                                                                                                                                                             | <i>1980 р [8]</i>    | <i>410,0</i>           | <i>30,0</i>            | <i>7,32</i>      |
| <i>Ст3пс</i>                                                                                                                                                                                                                                | <i>1968 р [5]</i>    | <i>441,8 – 436,0</i>   | <i>20,6 – 27,1</i>     | <i>4,75</i>      |
|                                                                                                                                                                                                                                             | <i>1980 р [8]</i>    | <i>420,0 – 437,0</i>   | <i>25,0 – 27,0</i>     | <i>6,07</i>      |
| <i>Ст3сп</i>                                                                                                                                                                                                                                | <i>1968 р [5]</i>    | <i>417,0 – 459,0</i>   | <i>19,2 – 23,4</i>     | <i>5,54</i>      |
|                                                                                                                                                                                                                                             | <i>1980 р [8]</i>    | <i>433,0 – 440,0</i>   | <i>20,0 – 25,0</i>     | <i>5,15</i>      |
| <i>Позначення: <math>\bar{\sigma}_y, \hat{\sigma}_y, V_y</math> – відповідно середнє значення, стандарт, коефіцієнт варіації межі текучості; <math>\bar{\sigma}_u, \hat{\sigma}_u, V_u</math> – те ж межі міцності (тимчасового опору).</i> |                      |                        |                        |                  |

З наведеними у *табл. 1.1* даними ув'язуються опубліковані дещо раніше результати статистичної обробки результатів механічних випробувань сталі ВСт3 різних металургійних підприємств [4]:

- межа текучості:  $\bar{\sigma}_y = 281,0$  МПа;  $\hat{\sigma}_y = 23,4$  МПа;  $\sigma_{y \max} = 350,0$  МПа;
- межа міцності:  $\bar{\sigma}_u = 456,4$  МПа;  $\hat{\sigma}_u = 216$  МПа;  $\sigma_{u \max} = 520,0$  МПа.

Відомо, що у випадках, коли результати контрольних випробувань відповідають нормам ГОСТ і ТУ, споживач може одержати метал із значеннями міцнісних характеристик нижчими нормативних опорів. У статті [6] виконаний ймовірнісний аналіз цих відхилень, які враховано в нормах коефіцієнтом однорідності (коефіцієнтом надійності за матеріалом).

Готуючи черговий перегляд норм сталевих конструкцій, у кінці 70-х років ЦНДІБК провів масштабне оброблення даних 26 тис. приймальних випробувань сталі Ст3 (публікація 1980 р [8]), результати якого частково наведені у *табл. 1.1*. Вони в цілому відповідають результатам раніше виконаних випробувань і підтверджують менший статистичний розкид даних щодо межі міцності у порівнянні з межею текучості. Одержаний масив статистичної інформації було ув'язано з основними положеннями

**Пічугін С.Ф. ЕТАПИ РОЗВИТКУ ЗАГАЛЬНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

розрахунку сталевих конструкцій за граничними станами. Зокрема, було проведено оцінювання імовірнісної забезпеченості нормативних і розрахункових опорів сталі Ст3 (табл. 1.2).

**Таблиця 1.2**  
**Забезпеченість нормативних і розрахункових опорів сталі Ст3**

| Про-<br>філь            | Сталь | Нормативний<br>опір |                 | Розрахунковий опір |                  |                      |             |
|-------------------------|-------|---------------------|-----------------|--------------------|------------------|----------------------|-------------|
|                         |       | $P(R_{yn})$         | $P(R_{um})$     | За межею текучості |                  | За межею<br>міцності |             |
|                         |       |                     |                 | $\gamma_y$         | $P(R_y)$         | $\gamma_u$           | $P(R_u)$    |
| Лист                    | Ст3кп | 0,893               | 0,841           | 1,94               | 0,974            | 5,00                 | $\approx 1$ |
|                         | Ст3пс | 0,894-<br>0,991     | 0,929-<br>0,989 | 1,97-3,12          | 0,976-<br>0,9986 | 5,92-<br>7,07        | $\approx 1$ |
|                         | Ст3сп | 0,921-<br>0,998     | 0,984-<br>0,996 | 2,15-3,82          | 0,984-<br>0,9999 | 6,96-<br>8,65        | $\approx 1$ |
| Сталь<br>куто-<br>ва    | Ст3кп | 0,989               | 0,913           | 3,09               | 0,999            | 5,65                 | $\approx 1$ |
|                         | Ст3пс | 0,999               | 0,985           | 4,05               | 0,99997          | 7,72                 | $\approx 1$ |
|                         | Ст3сп | 0,999               | 0,993           | 3,92               | 0,9998           | 7,07                 | $\approx 1$ |
| Швел-<br>лери,<br>балки | Ст3кп | 0,999               | 0,985           | 4,04               | 0,99997          | 7,95                 | $\approx 1$ |
|                         | Ст3пс | 0,9999              | 0,9996          | 5,24               | $\approx 1$      | 8,95                 | $\approx 1$ |
|                         | Ст3сп | 0,9999              | 0,999           | 5,67               | $\approx 1$      | 6,46                 | $\approx 1$ |

**Позначення:**  $\gamma_y, \gamma_u$  – нормовані відхилення розрахункових опорів від середніх значень (характеристики безпеки)

Аналізом даних табл. 1.2 було обґрунтовано наступні висновки:

- невисокою є забезпеченість нормативних опорів листового прокату товщиною до 10 мм зі сталей Ст3пс і Ст3кп, що пояснюється істотною часткою рулонної сталі меншої міцності;
- висока забезпеченість нормативних опорів  $R_{yn}$  і  $R_{um}$  кутової сталі, швелерів і балок зі сталі марок Ст3пс і Ст3сп;
- вимогу щодо забезпеченості значень нормативних опорів будівельних матеріалів з імовірністю 0,95 для сталі Ст3 в більшості випадків виконано;
- більш високою є забезпеченість значень розрахункових опорів за межею міцності, для яких забезпеченість  $\gamma$  у всіх випадках близька до  $P \approx 1,00$ , а характеристика безпеки  $\gamma = 5 - 9$ ;
- забезпеченість розрахункових опорів профільного прокату із сталей Ст3сп і Ст3пс завжди вище ймовірності 0,999, при цьому характеристика безпеки  $\gamma = 4 - 6$ . Тому було запропоновано підвищити розрахункові опори ВСт3сп до 230 МПа і ВСт3кп до 220 МПа, що було реалізовано за умов перероблення норм проектування.

**РОЗДІЛ 1. Відображення статистичного характеру міцності сталі  
в нормах проектування сталевих конструкцій**

Сучасні статистичні дані щодо міцності сталі Ст3. У наступному виданні норм СНиП II-23-81 «Сталеві конструкції» стосовно сталі Ст3 було введено дві групи міцності (за пропозицією Інституту електрозварювання імені Є.О. Патона), марки було замінено на класи (сталь Ст3 було віднесено до класів С235, С245 і С255 в залежності від ступені розкислення і груп міцності), введено диференціацію залежно від виду прокату (листовий або фасонний) і товщини профілів. За умов переходу від нормативного опору до розрахункового замість коефіцієнту однорідності було застосовано коефіцієнт надійності за матеріалом  $\gamma_m$ :

$$R_y = R_{yn} / \gamma_m; \quad R_u = R_{un} / \gamma_m, \quad (1.2)$$

де  $R_{yn}, R_{un}$  – нормативні опори відповідно за межею текучості і тимчасовим опором;  $R_y, R_u$  – аналогічні розрахункові опори.

Було статистично обґрунтовано нові коефіцієнти надійності за матеріалом, які несуттєво відрізняються від одиниці:  $\gamma_m = 1,025 - 1,100$ .

Таблиця 1.3

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

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

Дослідження співробітників ЦНДІБК [9] підвели підсумки перших років впровадження СНиП II-23-81, яке призвело до суттєвої економії сталі у будівництві. Було підтверджено, що межа текучості та інші механічні характеристики сучасних сталей мають статистичний розкид, який добре

**Пічугін С.Ф. ЕТАПИ РОЗВИТКУ ЗАГАЛЬНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

описується нормальним законом. Основні статистичні характеристики межі текучості (середнє значення і коефіцієнт варіації) для розповсюджених модифікацій маловуглецевої сталі марки Ст3 (за станом на кінець 1980-х років), наведені у Посібнику [27], вміщено в табл. 1.3 і 1.4.

Таблиця 1.4.

Статистичні характеристики сталі,  
що поставляється за ТУ -1-3023-80

| Марка сталі і вид прокату | Товщина листа або полиці профілю, мм | Сталь групи I                                                |                           | Сталь групи II                                               |                           |
|---------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------------------------------|---------------------------|--------------------------------------------------------------|---------------------------|
|                           |                                      | Середнє значення межі текучості $\bar{\sigma}_y, \text{МПа}$ | Коефіцієнт варіації $V_m$ | Середнє значення межі текучості $\bar{\sigma}_y, \text{МПа}$ | 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                     |

З табл. 1.3 і 1.4 видно, що середнє значення межі текучості і міцності зі збільшенням товщини прокату зменшується внаслідок зростання початкових дефектів структури металу у більш товстих виробках.

Пізніше відомим дослідником надійності будівельних конструкцій Личовим О.С. [28] було опубліковано результати масштабних (26 тисяч випробувань) досліджень статистичних характеристик маловуглецевої сталі марки Ст3 для будівельних металоконструкцій (табл. 1.5). З наведених даних видно, що кипляча сталь щодо міцності менш однорідна, ніж спокійна сталь. Статистичний розкид значень межі міцності виявлено меншим, ніж розкид межі текучості, а коефіцієнт варіації відносного видовження – помітно більшим, ніж відповідний коефіцієнт показників міцності.

**РОЗДІЛ 1. Відображення статистичного характеру міцності сталі  
в нормах проектування сталевих конструкцій**

Таблиця 1.5

Статистичні параметри механічних характеристик  
сталі марки Ст3

| Вид прокату | Товщина, мм | Степень розкисленості | Межа текучості         |       | Межа міцності          |       | Відносне видовження |            |
|-------------|-------------|-----------------------|------------------------|-------|------------------------|-------|---------------------|------------|
|             |             |                       | $\bar{\sigma}_y$ , МПа | $V_y$ | $\bar{\sigma}_u$ , МПа | $V_u$ | $\bar{\delta}$ , %  | $V_\delta$ |
| Лист        | 4 – 10      | сп                    | 288                    | 0,083 | 440                    | 0,057 | 32,6                | 0,080      |
|             | 11 – 15     |                       | 294                    | 0,075 | 436                    | 0,053 | 29,3                | 0,102      |
|             | 16 – 20     |                       | 288                    | 0,083 | 433                    | 0,046 | 30,6                | 0,111      |
|             | >40         |                       | 254                    | 0,106 | 428                    | 0,063 | 23,1                | 0,117      |
|             | Всі товщини |                       | 286                    | 0,091 | 439                    | 0,057 | 31,0                | 0,141      |
|             | 4 – 10      | кп                    | 266                    | 0,109 | 410                    | 0,073 | 34,2                | 0,100      |
|             | Увесь лист  | –                     | 277                    | 0,106 | 430                    | 0,067 | 32,0                | 0,138      |
| Кутики      |             | сп                    | 304                    | 0,084 | 444                    | 0,056 | 33,3                | 0,100      |
|             |             | пс                    | 294                    | 0,068 | 430                    | 0,051 | 34,6                | 0,090      |
|             |             | кп                    | 281                    | 0,082 | 418                    | 0,067 | 36,3                | 0,085      |
|             |             | всі                   | –                      | 0,081 | –                      | 0,061 | –                   | 0,088      |

Наступні видання норм ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування» і СП 16.13330.2017 «СНиП II-23-81\*» не відрізняються принципово від СНиП II-23-81 у частині нормування міцності сталей.

За останній період розширилося застосування легких тонкостінних сталевих конструкцій. Було встановлено, що холодне формування сталевих профілів призводить до їх зміцнення. Для його виявлення було виконано статистичну обробку результатів випробувань зразків із двох сталей [10]. Отриманий фактор зміцнення добре описано нормальним законом із наступними параметрами:

- 14Г2 –  $\bar{m}=1,17$ ,  $\hat{m}=0,082$ ,  $V=6,4\%$ ;
- ВСт3сп –  $\bar{m}=1,31$ ,  $\hat{m}=0,066$ ,  $V=5,0\%$ .

### 1.2. Низьколеговані сталі

Невипадково, що статистичні дослідження властивостей маловуглецевої сталі звичайної міцності були самими масштабними. За даними наприкінці 1980-х років для виготовлення будівельних сталевих конструкцій було використано 80% прокату саме такої сталі з межею текучості до 245 МПа. Низьколеговані сталі підвищеної міцності з межею текучості 325 – 345 МПа складала 15 %, прокат сталей високої міцності з

**Пічугін С.Ф. ЕТАПИ РОЗВИТКУ ЗАГАЛЬНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

межею текучості не менше 390 МПа – всього 5% [9]. Тому актуальним було розгортання досліджень саме сталей підвищеної та високої міцності.

Ще у післявоєнні 1955 – 1957 рр Челябінським заводом металоконструкцій було виконано масштабні статистичні механічні випробування природно-легованої сталі НЛ2 (15ХСНД) (30 тис. т), поставленої ММК, Кузнецьким металургійним комбінатом (КМК), Нижньо-Тагильським металургійним заводом (НТМЗ) і заводом імені Дзержинського [11]. Розподіл межі текучості сталі НЛ2 було добре описано нормальним законом із характеристиками  $\bar{\sigma}_y = 382,0$  МПа;  $\hat{\sigma}_y = 27,3$  МПа. Автор публікації, відомий фахівець Б.І. Беляєв підррахував за авторською методикою коефіцієнт однорідності  $K_{cp} = 0,757$  з урахуванням мінусових допусків на розміри перерізів прокатних профілів, що дало наступне значення розрахункового опору сталі НЛ2 (15ХСНД):

$$R = K_{cp} \bar{\sigma}_y = 0,767 \cdot 382 \approx 290 \text{ МПа.}$$

Тому був зроблено обґрунтований висновок, що прийнятий у тодішніх нормах НІТУ 121-55 розрахунковий опір 290 МПа знаходиться у повній відповідності з фактичними механічними властивостями сталі НЛ2. Разом з цим Б.І. Беляєв піддав критиці систему бракування цієї сталі, оскільки тодішній бракувальний мінімум 340 МПа знаходився на відстані 1,43 стандарту від середнього значення, що призводило до ймовірного бракування 7,6% сталі. Тому автором статті було запропоновано прийняти бракувальний мінімум на рівні 3 стандартів, тобто  $382 - 3 \cdot 27,3 = 300$  МПа.

У середині 1960-х років було виконано статистичну обробку результатів механічних випробувань низьколегованих будівельних сталей 14Г2, 15 ХСНД, 10 ХСНД у кількості відповідно 225, 575 і 507 заводських випробувань на ММК, НТМЗ, КМК, Орсько-Халіловському (ОХМК) та інших металургійних підприємствах [3]. Одержані результати зведено у *табл. 1.6*, дані якої щодо сталі 15ХСНД відрізняються від попередніх [11] більшим стандартом – 34,5 МПа у порівнянні з 27,3 МПа за умови однакових середніх значень.

**Таблиця 1.6**  
**Статистичні дані щодо механічних характеристик низьколегованих сталей**

| Марка сталі | Межа текучості $\sigma_y$ , МПа |                  |                   | Межа міцності $\sigma_u$ , МПа |                  |                   |
|-------------|---------------------------------|------------------|-------------------|--------------------------------|------------------|-------------------|
|             | $\bar{\sigma}_y$                | $\hat{\sigma}_y$ | $\sigma_{y \max}$ | $\bar{\sigma}_u$               | $\hat{\sigma}_u$ | $\sigma_{u \max}$ |
| 14Г2        | 398,8                           | 36,0             | 510,0             | 552,0                          | 38,6             | 670,0             |
| 15ХСНД      | 389,2                           | 34,5             | 500,0             | 562,4                          | 30,0             | 660,0             |
| 10ХСНД      | 458,7                           | 37,6             | 580,0             | 597,5                          | 34,6             | 710,0             |

**РОЗДІЛ 1. Відображення статистичного характеру міцності сталі  
в нормах проектування сталевих конструкцій**

Детальне статистичне дослідження низьколегованої сталі 10Г2С1 провів у кінці 1960-х років Б.Ю. Уваров на металургійному заводі імені Ілліча (Маріуполь) [12]. Було досліджено листи товщиною 26 – 119 мм, кількість зразків складала 1200. Криві розподілу механічних характеристик були близькі до нормальних з невеликою асиметрією. Було виявлено зменшення механічних характеристик сталі зі збільшенням товщини листа. Цю загальну тенденцію було описано наступними рівняннями регресії:

- для середніх значень:

$$\bar{\sigma}_y = 41,3 - 0,085\delta; \quad \bar{\sigma}_u = 56,5 - 0,039\delta; \quad \bar{\delta}_5 = 27,7 - 0,019\delta;$$

- для стандарту:

$$\hat{\sigma}_y = 2,67 - 0,006\delta; \quad \hat{\sigma}_u = 2,70 - 0,014\delta; \quad \hat{\delta}_5 = 2,29 - 0,007\delta.$$

Тут напруження  $\sigma$  в кг/мм<sup>2</sup>; товщина  $\delta$  в мм; відносне видовження  $\delta_5$  у %.

Стандарти межі текучості і міцності зі збільшенням товщини зменшуються внаслідок вирівнювання механічних властивостей за умови повільного охолодження більш товстих листів.

Коефіцієнт однорідності було визначено звичайним чином

$$k = \frac{1 - \gamma \sqrt{V_y^2 + V_f^2}}{1 - \gamma^2 V_f^2}, \quad (1.3)$$

де  $\gamma$  – коефіцієнт безпеки (прийнято в нормах рівним 3);  $V_y$  – коефіцієнт варіації межі текучості;  $V_f = 0,043$  – коефіцієнт варіації за площею.

Після підстановки в формулу числових значень було обчислено коефіцієнт однорідності  $k = 0,79$ . За рівнянням лінії регресії було одержано формулу стосовно розрахункового опору

$$R = 32,6 - 0,068\delta. \quad (1.4)$$

Отже, за умов збільшення товщини листа на кожні 15 мм розрахунковий опір зменшується на 10 МПа. Це було враховано у *табл. 1.7*.

**Таблиця 1.7**  
**Рекомендовані розрахункові опори листової сталі**

| <i>Товщина, мм</i> | <i>До 38</i> | <i>39 – 52</i> | <i>53 – 68</i> | <i>69 – 82</i> | <i>83 – 98</i> | <i>99 – 110</i> |
|--------------------|--------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|
| <i>R, МПа</i>      | <i>300</i>   | <i>290</i>     | <i>280</i>     | <i>270</i>     | <i>260</i>     | <i>250</i>      |

Рекомендований розподіл листового прокату на групи, вужчі ніж у нормах, міг дати певний економічний ефект, але його не було повністю впроваджено.

На початку 1980-х років фахівцями Московського інженерно-будівельного інституту (МБІ) було проведено статистичні дослідження високоміцних сталей [13]. Дані щодо сталі 12ГН2МФАЮ класу міцності С70/60 було одержано за результатами приймально-здавальних випробувань на ОХМК, обсяг вибірки – 4 тисячі випробувань. Було випробувано листовий прокат завтовшки 12 – 40 мм і одержані наступні результати: середнє значення межі текучості  $\bar{\sigma}_y = 710,4$  МПа; межі міцності  $\bar{\sigma}_u = 806,4$  МПа; середнє відносне видовження  $\bar{\delta}_5 = 16,11\%$ . Сталь всередині партії неоднорідна (випробувано 327 партій): стандарт розподілу властивостей всередині партії в частках стандарту генерального розподілу становить: 0,53 за межею текучості і 0,48 за межею міцності. Досліджений прокат задовольняє вимогам для сталі класу С70/60:  $\sigma_y \geq 60$  МПа;  $\sigma_u \geq 70$  МПа;  $\delta_5 \geq 12\%$ . За результатами випробувань високоміцну сталь марки 12ГН2МФАЮ визнано перспективною для відповідальних зварних металоконструкцій, що працюють під динамічними навантаженнями і експлуатуються в умовах негативних температур нижчих  $-40^\circ\text{C}$ .

Статистичний аналіз властивостей нової високоміцної сталі з нітридним зміцненням марки 16Г2АФ був виконаний на ОХМК на базі вибірки з 6,5 тисяч випробувань [13]. Було досліджено листовий прокат товщиною 10 – 40 мм. Сталь у нормалізованому стані мала середнє значення межі текучості  $\bar{\sigma}_y = 470$  МПа; межі міцності  $\bar{\sigma}_u = 650$  МПа. Термічно оброблена сталь мала дещо вищі характеристики – середнє значення межі текучості  $\bar{\sigma}_y = 550$  МПа; межі міцності  $\bar{\sigma}_u = 680$  МПа. Сталь всередині партії неоднорідна (випробувано 816 партій): стандарт розподілу властивостей нормалізованої сталі всередині партії в частках стандарту генерального розподілу становить: 0,518 за межею текучості і 0,607 за межею міцності. Було зроблено висновок, що розроблена сталь як за міцністю, так і за пластичними характеристиками відповідає вимогам, що пред'являються до сталей високої міцності.

У публікаціях останніх років описано нові високоміцні сталі великої товщини [15, 16]. Прокат сталей С345, С375, С390 і С440 має високі технічні властивості і зварюваність. Термомеханічні зміцнені сталі високої чистоти можна віднести до третього покоління будівельних сталей і застосовувати в будівельних металоконструкціях найбільш відповідальних і унікальних споруд.

В якості висновків відмітимо, що в даному розділі виконано систематизований огляд робіт щодо проблеми статистичного опису міцності будівельних сталей. Головну увагу приділено вибірці

**РОЗДІЛ 1. Відображення статистичного характеру міцності сталі  
в нормах проектування сталевих конструкцій**

---

статистичних характеристик міцності сталей різного періоду, таких як математичне сподівання, середньоквадратичне відхилення (стандарт), коефіцієнт варіації тощо. Ці дані призначено для використання в чисельних розрахунках надійності конструкцій. Проаналізовано еволюцію норм проектування сталевих конструкцій в частині змін призначення і забезпечення нормативних і розрахункових опорів та залучення до цього дослідних статистичних даних щодо міцності сталей.

Матеріал цього розділу опублікований у статтях [29, 30].

**Література до розділу 1**

1. Стрелецкий Н.С. К вопросу определения допускаемых напряжений / Н.С. Стрелецкий // Строительная промышленность. – 1940. – №7. – С. 28 – 35.
2. Стрелецкий Н.С. Основы статистического учета коэффициента запаса прочности сооружений / Н.С. Стрелецкий. – М.: Стройиздат, 1947. – 94 с.
3. Балдин В.А. Расчет стальных конструкций по предельным состояниям / В.А. Балдин // Материалы международного совещания по расчету строительных конструкций (Москва, декабрь 1958 г.). – М.: Госстройиздат, 1961. – С. 221 – 233.
4. Чернова М.П. Статистические исследования некоторых технологических свойств строительных сталей / М.П. Чернова // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1965. – № 9. – С. 3 – 9.
5. Соколовский П.И. Качество современной малоуглеродистой стали Ст.3 / П.И. Соколовский // Промышленное строительство. – 1968. – №1. – С. 41 – 44.
6. Ароне Р.Г. Обеспеченность нормативных и расчетных сопротивлений в строительных сталях / Р.Г. Ароне, М.Р. Урицкий // Строительная механика и расчет сооружений. – 1970. – №3. – С. 35 – 39.
7. Балдин В.А. Обеспеченность нормативных и расчетных сопротивлений малоуглеродистой стали для строительных металлоконструкций / В.А. Балдин, М.Р. Урицкий // Промышленное строительство. – 1978. – №6. – С. 19 – 21.
8. Балдин В.А. Основные положения расчета стальных конструкций по предельным состояниям / В.А. Балдин, Г.Е. Бельский // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1980. – № 11. – С. 3 – 21.
9. Складнев Н.Н. Снижение металлоемкости стальных конструкций путем совершенствования нормативных документов / Н.Н. Складнев, В.М. Горпинченко, П.Д. Одесский, М.Р. Урицкий // Строительная механика и расчет сооружений. – 1987. – №5. – С. 6 – 9.

10. Беляев В.Ф. Выбор расчетных сопротивлений стали замкнутых гнутосварных профилей / В.Ф. Беляев, Л.И. Гладштейн, Г.А. Артиков // Промышленное и гражданское строительство. – 1995. – №5. – С. 30 – 32.
11. Беляев Б.И. О расчетном сопротивлении для прокатной стали марки НЛ2 (15ХСНД) / Б.И. Беляев // Промышленное строительство. – 1960. – №1. – С. 35– 36.
12. Уваров Б.Ю. Статистический анализ результатов испытания листовой стали 10Г2С1 / Б.Ю. Уваров // Промышленное строительство. – 1969. – №3. – С. 30 – 31.
13. Муханов К.К. Статистический анализ свойств высокопрочной стали марки 12ГН2МФАЮ / К.К. Муханов, Л.Н. Ишменева // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1981. – № 4. – С. 133 – 136.
14. Ишменева Л.Н. Статистический анализ свойств высокопрочной стали с нитридным упрочнением марки 16Г2АФ / Л.Н. Ишменева // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1983. – № 7. – С. 14 – 18.
15. Ведяков И.И. Стали третьего поколения для строительных металлических конструкций / И.И. Ведяков, П.Д. Одесский // Промышленное и гражданское строительство. – 2013. – №7. – С. 23 – 28.
16. Ведяков И.И. О применении новых сталей в уникальных металлических конструкциях / И.И. Ведяков, П.Д. Одесский, К. Форхайм, В.Ю. Кулик // Промышленное и гражданское строительство. – 2011. – №6. – С. 66 – 70.
17. Ведяков И.И. О нормировании материалов в новом своде правил СП 16.13330.2017 «СНиП II-32-81\* Стальные конструкции» / И.И. Ведяков, П.Д. Одесский, С.В. Гуров // Промышленное и гражданское строительство. – №8. – 2018. – С. 61 – 69.
18. Sadowski A.J. Statistical analysis of the material properties of selected structural carbon steels / A.J. Sadowski, J.M. Rotter Reinke, T. Ummenhofer // Structural Safety. – 2015. – 3С. – P. 26 –35.  
DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.strusafe.2014.12.002>
19. Schmidt B.J. Review of resistance factor for steel: resistances distributions and resistance factor calibration / B.J Schmidt, F.M. Bartlett // Canadian Journal of Civil Engineering. – 2003. – 29. – P. 109 –118.
20. Melcher J. Design characteristics of structural steels based on statistical analysis of metallurgical products / J. Melcher, Z. Kala, M. Holický, M. Fajkus, L. Rozlívka // Journal of Constructional Steel Research – 2004. – 60. – P. 795 – 808.
21. Agostoni N. Statistical analysis of the mechanical properties of structural steel / N. Agostoni, G. Ballio, C. Poggi // Costruzioni Metalliche. – 1994. – 2. – P. 31 – 39.
22. Arrayago I. Statistical data for system-based reliability analysis of stainless steel structures / I. Arrayago, K.J.R. Rasmussen, E. Real // Journal of Constructional Steel Research. – 2020. – 175 (C). – 106378.

DOI: 10.1016/J.jcsr.2020.106378.

23. Perelmuter A.V. On One Safety Characteristic of Buildings / A.V. Perelmuter, S.F. Pichugin // Journal of Civil Engineering and Architecture Research – Los Angeles, USA: Ethan Publishing Company. – 2017. – Vol. 4, No. 5. – P. 2035 – 2044.

24. Pichugin S.F. Reliability Estimation of Industrial Building Structures / S.F. Pichugin // Magazine of Civil Engineering. – 2018. – 83(7). – P. 24 – 37.

DOI: 10.18720/MCE.83.3

25. Pichugin S.F. Scientific School «Reliability of Building structures»: new results and perspectives / S.F. Pichugin // 36. наук. праць (галуз. машинобудування, будівництво) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ. – 2019. – Вип. 2 (53). – С. 5 – 12.

<https://doi.org/10.26906/znp.2019.53.1880>.

26. Pichugin S.F. High-strength steel grades application for silos structures / S.F. Pichugin., N.A. Makhinko // 36. наук. праць (галуз. машинобудування, будівництво) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ. – 2019. – Вип. 1 (52). – С. 51 – 57. <https://doi.org/10.26906/znp.2019.52.1674>

27. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП П-23-81\* «Стальные конструкции» / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: ЦИТИП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.

28. Лычев А.С. Надежность строительных конструкций. Учебное пособие / А.С. Лычев. – М.: Изд-во АСВ, 2008 – 184 с.

29. Пічугін С.Ф. Статистичний опис механічних характеристик сталей для будівельних конструкцій / С.Ф. Пічугін // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві: 36. наук. праць.– Луцьк: Луц. НТУ – 2020.– Вип. 14. – С. 147 – 159.

30. Pichugin Sergii, Hajiyev Mukhlis. Reflection of statistical nature of steel strength in steel structures standards / Sergii Pichugin, Mukhlis Hajiyev // 36. наук. праць (галуз. машинобудування, будівництво) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ. – 2020. – Вип. 1 (54). – С. 12 – 18. <https://doi.org/10.26906/znp.2020.54.2263>

## **РОЗДІЛ 2 СТАТИСТИЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ МІЦНОСТІ МАТЕРІАЛІВ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

*Бетон – жива істота,  
що пристосовується до будь-якої форми,  
що відповідає будь-якій вимозі,  
що сприймає будь-яке завантаження*

**П. Л. Нерві, італійський архітектор**

### **Вступ**

Міцність матеріалів – це ключовий параметр несучої здатності будівельних конструкцій. Тому об'єктивне оцінювання міцності матеріалів має велике значення для забезпечення і розрахунку надійності конструкцій та належного обґрунтування норм проектування. Зокрема, бетон відрізняється неоднорідністю і статистичною мінливістю міцнісних та деформативних властивостей. Вони залежать від таких випадкових факторів, як активність цементу, крупність заповнювачу, технологія виготовлення та твердіння, час експлуатації тощо. Міцність кам'яної кладки також залежить від багатьох факторів. До них відносять: міцність, розміри і правильність форми каменів; міцність, технологічність укладання та пружно-пластичні якості розчину; якість кладки. Менше значення за умов роботи кладки на стиск мають: перев'язка кладки, зчеплення розчину з каменем, заповнення розчином вертикальних швів. Деревина – анізотропний конструкційний матеріал, що має неоднорідну структуру, різний характер роботи у різних напружених станах. Деревина різних порід має різну міцність. Крім того, на міцність деревини впливає наявність пороків, вологість, термін експлуатації. За наявності таких численних факторів, що впливають на міцність конструкційних матеріалів, цілком природно, що показники міцності мають певну змінність, наочне уявлення про яку дають статистичні криві розподілу різних характеристик матеріалів. Межа міцності та інші механічні характеристики сучасних матеріалів мають статистичний розкид, який у більшості випадків добре описують нормальним законом, що було неодноразово підтверджено даними випробування зразків більшості матеріалів. Тому безсумнівно є актуальність регулярних статистичних досліджень міцності матеріалів за поєднання із постійним переглядом норм проектування.

Вихідні дані щодо механічних характеристик конструкційних матеріалів одержуються у результаті стандартних приймальних випробувань зразків у лабораторіях підприємств будівельної галузі. Основне призначення цих даних – оцінювання якості та бракування

## **РОЗДІЛ 2. Статистичні характеристики міцності матеріалів будівельних конструкцій**

---

некондиційних будівельних матеріалів і конструкцій. Крім того, статистичні результати випробування матеріалів використовуються під час складання і перегляду норм проектування. Статистичні дослідження міцності бетону розгорнулися у 50-і роки минулого століття у зв'язку з прийняттям методу розрахунку конструкцій за граничними станами і продовжувалися упродовж наступних років [1 – 16]. Дослідження міцності кам'яної кладки та її компонентів – цегли і розчину – проводили, починаючи з 30-х років, і активно впроваджували наприкінці 80-х років минулого сторіччя [17 – 20]. Постійно проводилися статистичні дослідження механічних характеристик деревини для будівельних конструкцій [21 – 28]. Активно обговорюють проблему міцності конструкційних матеріалів закордонні фахівці [29 – 34]. Достовірні статистичні параметри міцності матеріалів особливо потрібні для оцінювання надійності конструкцій будівель і споруд. На цьому наголошується, зокрема, у публікаціях, підготовлених науковою школою «Надійність будівельних конструкцій» Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» [35 – 37].

Заводські випробування міцності будівельних матеріалів виконуються багато років у великих масштабах, створюючи значний масив статистичної інформації. Однак відсутня загальна інформаційна база цих даних. Деякі з них опубліковані у різноманітних науково-технічних журналах, збірниках статей, матеріалах конференцій. Доступ до цих видань утруднено, тим більше що в деяких установах почали знищувати паперові журнали минулих років, мотивуючи переходом на електронні видання. Однак, за реальних умов в електронну форму переведено лише видання, що вийшли після 2000 р.

Даний розділ містить систематизований огляд публікацій у ведучих науково-технічних журналах із проблеми статистичного опису міцності основних матеріалів будівельних конструкцій: бетону, цегли, розчину, кам'яної кладки, деревини. Головну увагу приділено вибірці статистичних характеристик міцності матеріалів різного періоду, таких як математичне сподівання, середньоквадратичне відхилення (стандарт), коефіцієнт варіації тощо. Ці дані призначені для використання у чисельних розрахунках надійності конструкцій. Крім того, прослідковується еволюція норм проектування будівельних конструкцій у частині змін призначення нормативних і розрахункових опорів та залучення до цього дослідних статистичних даних.

Змістом розділу є упорядкований огляд і аналіз публікацій таких науково-технічних журналів, як «Промислове і цивільне будівництво» (раніше «Будівельна промисловість» та «Промислове будівництво»), «Промислове будівництво та інженерні споруди», «Будівельна механіка і розрахунок споруд», «Вісті ВНЗ. Будівництво та архітектура», «Будівельні матеріали», «Бетон і залізобетон», «Бетон і залізобетон в

Україні», «Лісовий журнал» та ін. Огляд складено за період з 40-х років ХХ століття по теперішній час. У паперовому варіанті в основному опрацьовано журнали, видані до 2000 року, що знаходилися у науково-технічній бібліотеці Національного університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», в одному із найповніших книжкових сховищ в Україні. Інформацію щодо пізніших видань, переведених у цифрову форму, зібрано з електронних бібліотек та електронних версій журналів.

## 2.1. Статистичні дані щодо міцності бетону

Ініціатором статистичних досліджень міцності бетону був К.Е.Таль, один із розробників нового методу, співробітник Науково-дослідного інституту залізобетонних конструкцій (НДІЗБ). В одній із перших публікацій 50-х років минулого сторіччя щодо обґрунтування параметрів методу розрахунку за граничними станами він порівняв тодішні середні та бракувальні значення міцності бетону з нововведеними розрахунковими опорами (табл. 2.1) [1].

**Таблиця 2.1**  
**Розрахункові опори, бракувальні та середні значення опорів бетону**

| Бетон                                                              | Розрахункові опори |               | Бракувальні значення |           | Середні значення, МПа |
|--------------------------------------------------------------------|--------------------|---------------|----------------------|-----------|-----------------------|
|                                                                    | Позна-ка           | Величина, МПа | Величина, МПа        | ТУ        |                       |
| Марка 150                                                          | R <sub>куб</sub>   | 8,5 – 9,0     | 11,5 – 13,0*         | ТУ 200-54 | ~15,0 – 16,0          |
| Марка 300                                                          |                    | 18,0 – 19,5   | 22,5 – 25,5*         |           | ~30,0 – 33,0          |
| <b>Примітка.</b> * У залежності від кількості випробуваних зразків |                    |               |                      |           |                       |

Було підкреслено, що розрахунок за новою методикою ведеться за розрахунковим опором бетону, що дорівнює найменшому ймовірному значенню опору, а не за допустимими напруженнями, як це було за попередніми нормами НіТУ 3-49 «Норми і технічні умови проектування залізобетонних конструкцій». У виробничих умовах міцність бетону контролювали випробуваннями, але за врахування вибіркової цих випробувань бракувальні значення опорів бетону приймали значно більшими за розрахункові опори (табл. 2.1) .

Далі К.Е. Таль констатував, що міцність бетону має статистичний розкид, який добре може бути описано нормальним законом (рис. 2.1,а). Випробування показали, що для бетону марки 200 середнє значення міцності на стиск при згині складало 22,3 МПа, стандарт 2,7 МПа за «доброї» якості робіт (3700 зразків-кубів) і 4,9 МПа у разі «поганої» якості робіт (675 зразків). Коефіцієнт варіації при цьому складав, відповідно, 0,121 та 0,219 [2].

**РОЗДІЛ 2. Статистичні характеристики міцності матеріалів  
будівельних конструкцій**

В НіТУ 123-55 «Норми і технічні умови проектування бетонних та залізобетонних конструкцій» за нормативний опір бетону  $R^n$  приймали середнє (або близьке до нього) значення його міцності на стиск за умов згину  $\bar{\sigma}_b$ . Розрахунковий опір  $R$  визначали із забезпеченням 0,999 на відстані трьох стандартів  $\hat{\sigma}_b$  від середнього значення. Відповідно теоретичне значення коефіцієнту однорідності, більше одиниці, визначали як

$$k_{теор} = \frac{\bar{\sigma}_b - 3\hat{\sigma}_b}{R^n}. \quad (2.1)$$

Статистично обґрунтовані коефіцієнти однорідності, введені у НіТУ 123-55 після певного корегування і округлення, зазначені у *табл. 2.2*.

**Таблиця 2.2**

**Коефіцієнти однорідності для бетону  $k_\sigma$**

| Вид напруженого стану          | Спосіб приготування бетону | Коефіцієнт однорідності для бетону марки |           |
|--------------------------------|----------------------------|------------------------------------------|-----------|
|                                |                            | 100 – 200                                | 300 – 600 |
| Стиск осьовий і за умов згину  | А                          | 0,60                                     | 0,65      |
|                                | Б                          | 0,55                                     | 0,60      |
| Розтяг осьовий і за умов згину | А                          | 0,45                                     | 0,50      |
|                                | Б                          | 0,40                                     | 0,45      |

У *табл. 2.2* рядок А відповідає автоматичному або напівавтоматичному дозуванню складових бетону; рядок Б – умовам, за яких автоматичне дозування відсутнє.

Аналогічну концепцію призначення нормативного і розрахункового опорів та коефіцієнтів однорідності бетону було імплементовано у наступні загальні норми СНІП II-A.10-62 «Будівельні конструкції і основи. Основні положення проектування».

Із розвитком статистичного обґрунтування норм проектування залізобетонних конструкцій зростала увага не тільки до середніх показників міцності бетону, але й до її змінюваності, яку оцінюють за допомогою коефіцієнта варіації  $V$ . На кількох ЗБК була проведено статистичне оцінювання цього коефіцієнту [3]. Було розглянуто результати випробувань на 20 технологічних лініях, скомпоновано 28 представницьких вибірок і оброблено більше 10 тис. результатів. Одержані статистичні характеристики бетону наведено у *табл. 2.3*.

Таблиця 2.3

Статистичні характеристики міцності бетону після 28-добової витримки

| Завод  | Марка бетону | З тепловою обробкою    |                        |         | Без теплової обробки   |                        |         |
|--------|--------------|------------------------|------------------------|---------|------------------------|------------------------|---------|
|        |              | $\bar{\sigma}_b$ , МПа | $\hat{\sigma}_b$ , МПа | $V$ , % | $\bar{\sigma}_b$ , МПа | $\hat{\sigma}_b$ , МПа | $V$ , % |
| ЗБК №6 | 300          | 33,2                   | 2,7                    | 8,1     | 32,5                   | 3,5                    | 10,8    |
| ЗБК №7 | 200          | 24,4                   | 5,0                    | 20,0    | 27,2                   | 5,0                    | 19,0    |

Отриманий коефіцієнт варіації міцності бетону знаходився у діапазоні 8,1 – 20,0%. Було підтверджено, що він залежить в основному від змінності властивостей матеріалів і складу суміші. Як видно із *табл. 2.3*, коефіцієнт варіації практично не залежить від теплової обробки бетону за умов її стабільного режиму. Показано, що коефіцієнт варіації з набором міцності бетону, як правило, зменшується внаслідок відставання зростання стандарту міцності від збільшення середнього значення.

У 1972 р. були введені нові норми СНиП II-A.10-71 «Будівельні конструкції і основи. Основні положення проектування». Розроблення під керівництвом проф. О.О. Гвоздєва на їх основі норм проектування залізобетонних конструкцій, які відображали досягнення в галузі теорії розрахунку залізобетону за останні 12 років, жваво обговорювали у науково-технічній періодиці [4 – 6]. Згідно з нормами СНиП II-21-75 «Бетонні і залізобетонні конструкції» нормативний опір бетону  $R^H$  мав забезпеченість не нижче 0,95. Тому його визначали за формулою

$$R^H = \bar{R}(1 - 1,64V), \quad (2.2)$$

де  $\bar{R}$  – середнє значення міцності;  $V$  – коефіцієнт варіації; 1,64 – множник, що відповідає забезпеченості 0,95 за застосування нормального закону для міцності бетону.

Розрахунковий опір бетону на стиск тепер визначали способом ділення на «коефіцієнт безпеки за бетоном»  $R = R^H / k_{\sigma.c.}$ . Зокрема, для важких бетонів цей коефіцієнт дорівнював  $k_{\sigma.c.} = 1,3$ , коефіцієнт варіації  $V = 0,135$ .

Такий підхід враховував статистичну змінність міцності бетону, дозволив обґрунтовано контролювати міцність, виявляти загальні запаси і зіставляти їх для різних конструкцій на єдиній основі. Тепер на виробництвах, що виготовляли бетон із високою однорідністю (малим значенням коефіцієнта варіації), середня міцність могла бути нижче проектної марки з відповідною економією цементу. Навпаки, виробництва, на яких коефіцієнт варіації був високим, були вимушені призначати середню міцність вище від проектної марки [7].

**РОЗДІЛ 2. Статистичні характеристики міцності матеріалів  
будівельних конструкцій**

Слід зазначити, що коефіцієнт варіації міцності бетону прийнято у нормах проектування таким, що дорівнює  $V_b = 0,135$  як середньостатистичне значення для великої кількості заводів із виготовлення залізобетонних конструкцій. Тим часом, дослідження технологічних ліній на заводах ЗБК показали, що коефіцієнт варіації може суттєво відхилятися як у більший, так і в менший бік і складати  $V_b = 0,05 \dots 0,25$  (дані О.С. Личева [8]). Зі збільшенням міцності бетону ущільнюється його структура, що призводить до підвищення однорідності і зменшення коефіцієнта варіації. Це підтверджують дані *табл. 2.4*, де наведено результати лабораторних досліджень, проведених в ОДАБА М.М. Заставою (462 випробування, 14320 зразків), скореговані на вплив виробничих умов за рекомендаціями А.П. Кудзіса (Вільнюський технічний університет).

**Таблиця 2.4**

**Варіація міцності бетону в залежності від її величини**

| <i>Вид твердіння</i> | <i>Коефіцієнти варіації у % при середній міцності, МПа</i> |             |             |            |            |            |            |             |
|----------------------|------------------------------------------------------------|-------------|-------------|------------|------------|------------|------------|-------------|
|                      | <i>10</i>                                                  | <i>20</i>   | <i>30</i>   | <i>40</i>  | <i>50</i>  | <i>60</i>  | <i>70</i>  | <i>≥ 80</i> |
| <i>Природний</i>     | <i>15,9</i>                                                | <i>12,0</i> | <i>10,5</i> | <i>8,8</i> | <i>6,6</i> | <i>5,4</i> | <i>5,1</i> | <i>5,1</i>  |
| <i>Пропарювання</i>  | <i>12,1</i>                                                | <i>11,1</i> | <i>9,4</i>  | <i>9,0</i> | <i>7,8</i> | <i>6,6</i> | <i>5,5</i> | <i>5,2</i>  |

Статистичний розкид міцності бетону суттєво залежить від рівня технології виготовлення і возведення конструкцій, що проілюстровано даними *табл.2.5*.

**Таблиця 2.5**

**Коефіцієнти варіації міцності бетону на стиск, %**

| <i>Тип конструкцій</i> | <i>Консистенція бетонної суміші</i> | <i>Культура виробництва і возведення конструкцій</i> |                |                |
|------------------------|-------------------------------------|------------------------------------------------------|----------------|----------------|
|                        |                                     | <i>висока</i>                                        | <i>середня</i> | <i>низька</i>  |
| <i>Монолітні</i>       | <i>Пластична</i>                    | <i>8...11</i>                                        | <i>11...16</i> | <i>16...20</i> |
|                        | <i>Жорстка</i>                      | <i>10...15</i>                                       | <i>15...20</i> | <i>20...25</i> |
| <i>Збірні</i>          | <i>Пластична</i>                    | <i>6...9</i>                                         | <i>9...14</i>  | <i>14...18</i> |
|                        | <i>Жорстка</i>                      | <i>8...11</i>                                        | <i>11...16</i> | <i>16...22</i> |

На розкид міцності бетону суттєво впливають мінливість і можлива неточність дозування його складових, які можуть перебувати у таких межах:

- міцність цементу  $\pm (6 \dots 25)\%$ ;
- міцність заповнювачів  $\pm (15 \dots 50)\%$ ;
- уміст цементу  $\pm (5 \dots 15)\%$ ;
- уміст води  $\pm (8 \dots 23)\%$ ;

**Пічугін С.Ф. ЕТАПИ РОЗВИТКУ ЗАГАЛЬНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

- уміст наповнювачів  $\pm(5...10)\%$ ;
- уміст вологи в наповнювачах  $\pm(1...21)\%$ .

Масові статистичні дослідження міцності бетону на стиск були виконані у 1979 – 1982 роках ведучими науково-дослідними інститутами – НДІЗБ та ЦНДІПромбудівель [9]. Було зібрано дані 67 технологічних ліній заводів ЗБК із різних міст. Всього було оброблено близько 17 тис. результатів випробувань контрольних серій зразків, що представляли 2,5 млн. м<sup>3</sup> бетону після теплової обробки у віці 18 діб. Це була масштабна перевірка ефективності нещодавно впровадженого статистичного контролю міцності за ГОСТ 18105–80.

На підставі даних усієї дослідженої сукупності було виявлено, що середня міцність бетону у 89% випадків перевищує проектну та в 11% випадків перевищує 95% проектної міцності. Середній коефіцієнт варіації міцності склав від 0,057 до 0,083, тобто виявився більше, ніж удвічі меншим за значення 0,135, регламентованого СНиП II-21-75.

**Таблиця 2.6**

**Імовірнісне забезпечення нормативного опору бетону**

| <i>Завод (місто)</i> | <i>Вироби</i>        | <i>Марка бетону</i> | <i>Кількість проб бетону</i> | $P(R > R_n)$ | $P(R > 1,1R_n)$ | $P(R > 1,15R_n)$ |
|----------------------|----------------------|---------------------|------------------------------|--------------|-----------------|------------------|
| ЗБВ-18               | Дорожні плити        | M400                | 288                          | –            | 0,9965          | 0,9965           |
| ЗБВ-2                | Елементи сходів      | M300                | 303                          | 0,9961       | 0,9933          | 0,9538           |
|                      | Вент-жолоби          | M200                | 455                          | 0,9912       | 0,9880          | 0,9868           |
| ЗБВ-22               | Колони               | M300                | 1123                         | 0,9991       | 0,9973          | 0,9904           |
|                      | Колони               | M400                | 1245                         | 0,9991       | 0,9927          | 0,9871           |
|                      | Елементи сходів      | M300                | 265                          | –            | 0,9962          | 0,9924           |
| ЗБВ-8                | Плити настлу пустот. | M300                | 213                          | –            | 0,9859          | 0,9812           |
| ЗБК-5 (Харків)       | Плити 3×6 м          | M300                | 717                          | 0,9958       | 0,9888          | 0,9791           |
|                      | Палі                 | M300                | 898                          | –            | 0,9944          | 0,9781           |
|                      | Колони               | M400                | 582                          | 0,9931       | 0,9600          | 0,9070           |
| ЗБВ                  | Балки                | M400                | 418                          | 0,9952       | 0,9832          | 0,9832           |

Було виконано розрахунок забезпеченості нормативних опорів бетону  $P(R > R_n)$  для досліджених технологічних ліній. Середнє значення характеристики безпеки виявилася досить високим –  $\beta = 5,25$ , в усіх

випадках  $\beta > 2$ . Для виявлення можливості підвищення нормативного опору бетону було виконано оцінювання забезпеченості  $P(R > 1,1R_n)$ , що дало значення  $\beta$ , більші ніж 1,64 за СНиП, для всіх технологічних ліній. Під час оцінювання забезпеченості  $P(R > 1,15R_n)$  виявилося, що у 17% технологічних ліній показник  $\beta$  є меншим, ніж регламентовано нормами. Наочно ці висновки підтверджують дані *табл. 2.6*, у якій всі імовірнісні показники (крім одного) суттєво перевищують нормативний показник 0,95. Хоча в окремих випадках криві розподілу мали правобічну (позитивну асиметрію), міцність бетону описували нормальним законом розподілу, що не призводило до суттєвих похибок.

Автори статті [9] зробили висновок, що одержані результати відкривають можливість підвищення нормативних і розрахункових опорів бетонів збірних конструкцій на 5 – 10% у порівнянні з нормами СНиП. Однак зважаючи, що дослідження було проведено тільки на заводах великих промислових центрів із досить високою культурою виробництва, ця пропозиція тоді не увійшла у норми проектування залізобетонних конструкцій. Можливо, зараз варто повернутися до цих висновків.

У 1986 р. набув чинності СНиП 2.03.01–84 «Будівельні конструкції. Бетонні і залізобетонні конструкції», в якому було введено поняття «клас бетону за міцністю» як основний показник для проектування і виготовлення залізобетонних конструкцій. Як завжди у разі змінення норм проектування, цей перехід активно обговорювали у публікаціях будівельних науково-технічних журналів [10, 11]. Раніше згідно зі СНиП II-21-75 міцність бетону характеризували маркою, яка відповідала середньому значенню  $\bar{R}$  міцності еталонних бетонних кубів. Тепер уведено клас бетону  $B$ , що дорівнює нормативній кубиковій міцності  $R^H$  із забезпеченістю 0,95. Її визначали, як і в попередньому виданні норм, за формулою (2.2), з якої середнє значення міцності складало

$$B = \bar{R} = \frac{R^H}{1 - 1,64V_b}. \quad (2.3)$$

У разі використання класу як характеристику міцності бетону задають нормативний опір  $R^H$ , за яким за формулою (2.3) визначають середнє значення кубикової міцності  $\bar{R}$  залежно від фактичного коефіцієнта варіації  $V_b$ .

У статті [12] було показано, що якщо у формулу (2.2) підставити нормативний коефіцієнт варіації  $V = 0,135$  за СНиП II-21-75 для важкого бетону, одержуємо

$$R'' = \bar{R}(1 - 1,64 \cdot 0,135) = 0,78\bar{R}.$$

Відповідно середня міцність бетону складає:

$$\bar{R} = R'' / 0,78 = 1,28R''.$$

Виникла нова ситуація, коли, у залежності від величини коефіцієнта варіації, середня міцність бетону, відповідна до певного класу, може змінюватися у широких межах. Наприклад, згідно з формулою (2.3), за коефіцієнта варіації міцності бетону 20% середня міцність складає 150% від класу. Очевидно, що порівнювати марку і клас за середніми значеннями кубикової міцності взагалі не має сенсу.

Автори статті [12] обґрунтовано вважали (і це підтверджено практично), що перехід на класи бетону не внесе суттєві зміни у проєктування. У той же час для технологів це призведе до принципових змін у методиці призначення нормативної міцності піл час підбирання складу бетону і його контролю на виробництві. Тому не випадково, що організації і вдосконаленню статистичного контролю міцності бетону на заводах залізобетонних конструкцій було присвячено численні статті, опубліковані протягом багатьох років [11, 13, 14].

Публікації 2000-х років підводять підсумки багаторічної еволюції нормування розрахунку залізобетонних конструкцій за 70 – 80 років [15] та застосування до нього ймовірного методу [16].

## 2.2. Статистичний розкид міцності кам'яної кладки

Як видно з публікацій, починаючи з 30-років ХХ століття [17], найбільший вплив на міцність кам'яної кладки мали міцності каменів і розчинів, які мають статистичний розкид.

**Міцність розчинів.** Статистичні дослідження міцності будівельних розчинів на різних в'язучих було проведено ЦНДІБК у період 1980 – 1985 рр. на будівельних підприємствах і в будівельних лабораторіях [18]. Згідно з нормами, розчини розподіляли за міцністю на стиск за 8 марками, більш розповсюджені з них наведено у *табл. 2.7*. Марці розчину за умовами стиску  $\bar{R}$  відповідала середня межа міцності розчину після твердіння протягом 28 діб. Кількість випробувань марок розчинів складала 500 – 8000.

**Таблиця 2.7  
Механічні характеристики розчину**

| <i>Марка розчину</i>                                                                                                                                                       | <i>Міцність розчину, МПа</i> |             |            |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------|-------------|------------|
|                                                                                                                                                                            | $\bar{R}$                    | $\bar{R}_f$ | $R_{0,95}$ |
| <i>M50</i>                                                                                                                                                                 | 5,0                          | 5,1         | 3,5        |
| <i>M75</i>                                                                                                                                                                 | 7,5                          | 7,2         | 4,5        |
| <i>M100</i>                                                                                                                                                                | 10,0                         | 9,6         | 6,0        |
| <i>M150</i>                                                                                                                                                                | 15,0                         | 14,0        | 9,0        |
| <i>M200</i>                                                                                                                                                                | 20,0                         | 18,0        | 12,5       |
| <i>Позначення: <math>\bar{R}</math> – міцність за нормами; <math>\bar{R}_f</math> – фактична середня міцність; <math>R_{0,95}</math> – міцність із забезпеченістю 0,95</i> |                              |             |            |

Оброблення результатів випробувань розчинів виявило статистичний розкид результатів і показало (табл. 2.7), що для марок М50, М75 та М100 фактична міцність  $\bar{R}_f$  практично дорівнює нормативній міцності, а для марок М150 та М200 – нижча на 10%. Міцність розчинів із забезпеченістю 0,95 нижче за нормативну на 30 – 40%. Коефіцієнт варіації було одержано у межах 18 – 35%. Було виявлено, що фактичні розподіли міцності розчинів є несиметричними і дещо відрізняються від нормального розподілу. Тому було зроблено спробу залучити криві Пірсона різних типів (рис. 2.1,с). Однак різниця результатів порівняно з нормальним законом виявилася несуттєвою. Відтак, автори публікації [18] зробили висновок про можливість застосування нормальний закон для опису межі міцності розчину на стиск.

Одержані статистичні дані щодо міцності розчину було використано для оцінювання міцності цегляної кладки [20]. На основі проведених досліджень автори внесли пропозицію замінити поділ міцності розчинів за марками на поділ за класами. Причому базовим параметром стала міцність із забезпеченістю 0,95 (табл. 2.7), а основними статистичними характеристиками – математичне сподівання та коефіцієнт варіації. Такий підхід є аналогічним до бетону та інших матеріалів. Однак цю пропозицію не було реалізовано.

**Міцність цегли.** Статистичні дослідження міцності цегли (звичайної глиняної) було проведено ЦНДІБК у період 1980 – 1985 рр на підставі даних будівельних лабораторій різних підприємств [19]. Згідно з нормами, цеглу розподіляли за міцністю за 9 марками, більш розповсюдженими були марки М75 та М100. Марці цегли  $\bar{R}$  відповідала середня межа міцності на стиск та розтяг за умов згину (табл. 2.8). Кількість випробувань марок цегли складала від 595 до 1915.

**Таблиця 2.8**

**Механічні характеристики цегли**

| <i>Марка цегли</i> | <i>Напружений стан</i> | <i>Кількість зразків</i> | $\bar{R}$ , МПа | $\bar{R}_f$ , МПа | $R_{0,95}$ | $V$ , % |
|--------------------|------------------------|--------------------------|-----------------|-------------------|------------|---------|
| M75                | Стиск                  | 744                      | 7,5             | 9,33              | 5,80       | 33,6    |
|                    | Розтяг                 | 595                      | 1,8             | 1,61              | 0,691      | 40,0    |
| M100               | Стиск                  | 1915                     | 10,0            | 11,12             | 7,551      | 40,4    |
|                    | Розтяг                 | 1602                     | 2,2             | 1,82              | 0,748      | 40,1    |

*Позначення:*  $\bar{R}$  – міцність за нормами;  $\bar{R}_f$  – фактична середня міцність;  $R_{0,95}$  – міцність із забезпеченістю 0,95;  $V$  – коефіцієнт варіації

Оброблення результатів випробувань цегли виявило статистичний розкид результатів і показало (табл. 2.8), що для марок М75 та М100 фактична міцність цегли  $\bar{R}_f$  на стиск і розтяг за умов згину практично задовольняє вимогам норм. Міцність цегли  $R_{0,95}$  із забезпеченістю 0,95 нижче за нормативну на 30 – 40%. Коефіцієнт варіації було отримано у досить високих межах 33,6 – 40,4%, що пояснювали великою різномірністю сировини і нестабільністю технологічного процесу. Було виявлено, що фактичні розподіли міцності цегли є несиметричними з лівосторонньою асиметрією, тому вони відрізняються від нормального розподілу. Тому були залучені криві Пірсона різних типів (рис. 2.1,с).

Одержані статистичні дані щодо міцності цегли було використано для оцінювання міцності цегляної кладки [20]. На основі проведених досліджень автор вніс пропозицію замінити поділ міцності цегли за марками на поділ за класами із забезпеченням статистичного контролю міцності цегли, що не було впроваджено у норми.

**Міцність кам'яної кладки.** Сполучення великої кількості випадкових факторів, що впливають на міцність кладки, надають їй випадковий характер і уможливають дослідження статистичними методами. Вихідні дані для оцінювання міцності кам'яної кладки було одержано у 1932 – 1958 рр. під час випробувань багатьох тисяч великорозмірних зразків різної кладки – цегляної, з бетонних каменів, крупних блоків, бутового каменю, керамічних каменів тощо. Випробування виконували на різні види опору [17]. Запропонована проф. Л.І. Онищиком емпірична формула дозволила визначити міцність кладки для різних сполучень її міцнісних компонент:

$$R = AR_1[1 - a/(b + R_2/2R_1)]\eta, \quad (2.4)$$

## РОЗДІЛ 2. Статистичні характеристики міцності матеріалів будівельних конструкцій

де  $R, R_1, R_2$  – межа міцності на стиск кладки, цегли (каменю) і розчину;  $a, b$  – емпіричні коефіцієнти, які залежать від виду кладки;  $\eta$  – поправковий коефіцієнт для кладки з розчином низьких марок.

Для оцінювання точності формули (2.4) було проведено оброблення результатів випробувань 747 зразків цегляної кладки. Був побудований розподіл відхилень середньої межі міцності експериментальних зразків від значень, обчислених за формулою (2.4), який добре описується нормальним законом. Коефіцієнт варіації цих відхилень дорівнював  $V_A = 9\%$  за урахування фактичної міцності розчину (клас робіт А) і  $V_B = 14,7\%$  – якщо міцність визначали за складом розчину (клас робіт Б) [17].

Для визначення коефіцієнта однорідності кладки враховувалися наступні фактори:

а) необхідну забезпеченість розрахункового опору кладки (на основі правила «трьох сигма»):

- для класу робіт А  $k' = 1 - 3V_A = 1 - 3 \cdot 0,09 = 0,73$ ;
- для класу робіт Б  $k' = 1 - 3V_B = 1 - 3 \cdot 0,147 = 0,56$ ;
- б) можливе зниження якості кладки –  $k'' = 0,9$ ;
- в) можливе пониження міцності кладки  $k''' = 0,95$ .

Результуючий коефіцієнт однорідності кам'яної кладки виявився таким:

- для випадку робіт за класом А –  $k = 0,73 \cdot 0,9 \cdot 0,95 = 0,6$ ;
- для випадку робіт за класом Б –  $k = 0,56 \cdot 0,9 \cdot 0,95 = 0,48 \approx 0,5$ .

За пропозицією проф. С.А. Семенцова [17] ці коефіцієнти було враховано у нормах СНиП II-22-81 «Кам'яні і армокам'яні конструкції» для призначення розрахункових опорів кам'яної кладки. Треба зазначити, що на етапі впровадження методики розрахунку за граничними станами систему поправкових коефіцієнтів для міцності кам'яної кладки було визнано громіздкою і важкою для використання у розрахунках. Тому нормування розрахунків кам'яних конструкцій, починаючи з 40-х років ХХ століття, не вписалося у загальну процедуру методики граничних станів, а залишилося побудованим на розрахункових характеристиках міцності.

Наприкінці 80-х років ХХ сторіччя у ЦНДІБК під керівництвом проф. В.Д. Райзера було здійснено спробу перевести розрахунок кам'яних конструкцій у формат методики граничних станів. Для цього було проведено статистичні дослідження міцності кам'яної кладки [20]. Вони показали, що фактична середня міцність цегляної кладки дещо вища, ніж обчислена за формулою Л.І. Оніщика (2.4) (табл. 2.9). Це відбувається внаслідок того, що середня міцність цегли на стиск більша, ніж та, що встановлена у стандарті.

Таблиця 2.9

Середня міцність кладки, МПа

| Марка цегли | Середня міцність цегли (згідно з ГОСТом/фактична, МПа) | Середня міцність розчину (згідно з ГОСТом/фактична, МПа) для марок |                     |                     |                     |                     |
|-------------|--------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
|             |                                                        | M150                                                               | M100                | M75                 | M50                 | M25                 |
|             |                                                        | $\frac{15}{13,93}$                                                 | $\frac{10}{9,65}$   | $\frac{7,5}{7,23}$  | $\frac{5}{4,92}$    | $\frac{2,5}{2,38}$  |
| M75         | $\frac{7,50}{9,36}$                                    | —                                                                  | $\frac{2,97}{3,37}$ | $\frac{2,81}{3,16}$ | $\frac{2,57}{2,88}$ | $\frac{2,14}{2,38}$ |
|             | $\frac{10}{11}$                                        | $\frac{3,81}{4,01}$                                                | $\frac{3,53}{3,72}$ | $\frac{3,31}{3,48}$ | $\frac{3,00}{3,15}$ | $\frac{2,49}{2,60}$ |

*Примітки. Фактичні дані щодо середньої міцності розчину взято з публікації [18], щодо цегли – з публікації [19]. Дані щодо середньої міцності кладки: чисельник – обчислено за формулою (2.4) з підстановкою міцностей розчину і цегли за ГОСТом (приведені значення), знаменник – обчислено за тією самою формулою з підстановкою експериментальних міцностей*

Окремо було розглянуто найбільшу вибірку результатів випробування зразків кладки з цегли М100 з розчином М25. Було проведено оцінювання нормативних та розрахункових значень міцності цієї кладки. За умов забезпеченості 0,995 експериментальне значення міцності кладки 2,1 МПа виявилось вищим за приведені 1,42 МПа у 1,5 рази; за умов забезпеченості 0,95 відповідні цифри дорівнювали 2,12 МПа та 1,7 МПа. За врахування поправкових коефіцієнтів, що входять у структуру коефіцієнта однорідності, було підтверджено значення розрахункового опору 1,30 МПа, що містять норми, для вказаної вибірки міцностей матеріалів.

Для розширення сполучень вихідних компонент міцності кладки В.Д. Райзер застосував статистичне моделювання. Одержані у цьому разі тестові результати несуттєво відрізняються від розрахунків за формулою Л.І. Онищика (2.4). Було обґрунтовано висновок про можливість збільшення розрахункової міцності кладки за рахунок зменшення коефіцієнта варіації розчину. Внесено загальну пропозицію: за розрахункові значення міцності кладки за умов стиску, за врахування набутого досвіду, прийняти значення із забезпеченням не менше ніж 0,995 (наводяться у статті [20]), вирівняти забезпеченості розрахункових опорів і в деяких випадках суттєво (до 20%) їх підвищити, ввести нормативний опір кладки із забезпеченістю 0,95. На сьогоднішній день ці пропозиції у норми проектування не включені. Особливостями чинних норм щодо кам'яних конструкцій залишається те, що в них відсутні нормативні значення міцнісних характеристик і наведено виключно розрахункові значення цих величин.

### 2.3. Статистичні параметри міцності деревини

Міцність деревини оцінюється за результатами випробувань малих чистих зразків деревини (так званої «чистої деревини»). Деякі з опублікованих узагальнених статистичних даних щодо міцності деревини різних порід колишнього СРСР наведено у *табл. 2.10* і *2.11* (вологість 12 %) [21, 22].

**Таблиця 2.10**  
Статистичні показники міцності деревини хвойних порід

| <i>Показники</i>              | <i>Межа міцності вздовж волокон за умов</i> |                   |                     |                        |
|-------------------------------|---------------------------------------------|-------------------|---------------------|------------------------|
|                               | <i>стиску, МПа</i>                          | <i>згину, МПа</i> | <i>розтягу, МПа</i> | <i>сколювання, МПа</i> |
| <i>Середній</i>               | 46,8                                        | 80,6              | 93,7                | 7,37                   |
| <i>Мінімум</i>                | 33,6                                        | 43,8              | 50,5                | 4,04                   |
| <i>Максимум</i>               | 69,5                                        | 117               | 131                 | 12,2                   |
| <i>Кількість варіант</i>      | 61                                          | 61                | 31                  | 55                     |
| <i>Стандарт</i>               | 7,82                                        | 15,0              | 22,9                | 1,5                    |
| <i>Коефіцієнт варіації, %</i> | 16,7                                        | 18,7              | 24,4                | 21,0                   |
| <i>Ексцес</i>                 | 0,449                                       | 0,318             | -0,821              | 0,90                   |
| <i>Асиметрія</i>              | 0,816                                       | 0,273             | -0,174              | 0,45                   |

**Таблиця 2.11**  
Статистичні показники міцності деревини листяних порід

| <i>Показники</i>              | <i>Межа міцності вздовж волокон за умов</i> |                   |                     |                        |
|-------------------------------|---------------------------------------------|-------------------|---------------------|------------------------|
|                               | <i>стиску, МПа</i>                          | <i>згину, МПа</i> | <i>розтягу, МПа</i> | <i>сколювання, МПа</i> |
| <i>Середній</i>               | 52,6                                        | 97,0              | 113,2               | 10,3                   |
| <i>Мінімум</i>                | 31,4                                        | 55,7              | 63,2                | 4,67                   |
| <i>Максимум</i>               | 81,7                                        | 160,0             | 212,0               | 19,0                   |
| <i>Кількість варіант</i>      | 123                                         | 115               | 39                  | 101                    |
| <i>Стандарт</i>               | 9,86                                        | 21,99             | 32,84               | 3,19                   |
| <i>Коефіцієнт варіації, %</i> | 18,7                                        | 22,7              | 29,0                | 30,9                   |
| <i>Ексцес</i>                 | 0,604                                       | -0,65             | 1,551               | -0,56                  |
| <i>Асиметрія</i>              | 0,471                                       | 0,143             | 1,142               | 0,253                  |

У таблицях хвойні і листяні породи деревини розглянуті як окремі статистичні сукупності. Це дозволило значно розширити діапазон досліджених характеристик чистої деревини. Кожна варіанта представляє середнє арифметичне для ряду значень, що характеризують дану породу і район виростання. З огляду на значення асиметрії і ексцесу, всі без виключення масиви даних підпорядковуються нормальному закону розподілу. Узагальнені середні значення міцності деревини виявилися вищими для листяних порід, стандарт і коефіцієнт варіації, що характеризують мінливість міцності деревини – є нижчими для хвойних порід. Коефіцієнт варіації є різним для різних напружених станів деревини.

Привертає увагу міцність чистої деревини на розтяг із середніми значеннями близько 100 МПа та максимальними більш ніж 200 МПа, що є сумірними з деякими марками сталі. Приблизно вдвічі меншою є середня межа міцності деревини на стиск уздовж волокон. Середня межа міцності за умов статичного згину займає проміжне місце між розтягом і стиском.

Статистичні дані *табл. 2.10* і *2.11* надали загальну ймовірнісну картину міцності деревини і стали базою для її нормування. Треба підкреслити, що методика обґрунтування нормативного та розрахункового опорів деревини є значно складнішою, ніж та, що застосовують до інших матеріалів. Середні значення межі міцності чистої деревини хвойних порід із *табл. 2.10* було долучено до норм СНиП II-25-80 «Дерев'яні конструкції» (позначено як  $R_q^{sp}$ ). Були також наведені нормативні значення межі міцності чистої деревини  $R_q^H$ , визначені за стандартною методикою на відстані 1,64 стандарту від середнього значення. У вказаних нормах наводили із суттєвим зменшенням середній  $R^{sp}$  і нормативний  $R^H$  опори сортної деревини пиломатеріалів за врахування впливу пороків деревини і розмірів робочого перерізу дерев'яних елементів. Справа в тому, пиломатеріали являють собою якісно нову статистичну сукупність, інший матеріал, механічні показники якого визначають не стільки за численними елементами мікробудови деревини, скільки за наявністю великого дефекту типу сучка, усі характеристики якого дуже сильно відрізняються від характеристик чистої деревини. Тому мініливість показників пиломатеріалів вища, ніж у чистих зразків, оскільки наявність пороків вносить додаткову дисперсію в результати. Привертає увагу той факт, що абсолютні значення міцності за умов розтягу пиломатеріалів уздовж волокон в 2 – 4 рази нижче, ніж для малих зразків. Міцність соснових і ялинових пиломатеріалів на стиск вздовж волокон приблизно однакова і вдвічі менша, ніж малих чистих зразків [23].

Для переходу до розрахункового опору було введено коефіцієнт тривалого опору деревини  $m_{mp}$  та коефіцієнт надійності  $\gamma = (1 - \beta_n V) / (1 - \beta V)$ , де  $\beta_n = 1,64$  – коефіцієнт (характеристика безпеки), що відповідає забезпеченості 0,95 нормативного опору;  $\beta = 2,33$  – коефіцієнт, що враховував забезпеченість 0,99 розрахункового опору. Проілюструємо ці перетворення на прикладі міцності хвойної деревини на розтяг вздовж волокон: чиста деревина – середнє значення  $R_q^{sp} = 100$  МПа, нормативне значення  $R_q^H = 60$  МПа; пиломатеріал 1-го сорту – середнє значення  $R^{sp} = 34$  МПа, нормативне  $R^H = 20$  МПа; розтягнуті елементи 1-го сорту – розрахунковий опір  $R_p = 10$  МПа. Отже, розрахунковий опір

**РОЗДІЛ 2. Статистичні характеристики міцності матеріалів  
будівельних конструкцій**

деревини виявився значно меншим за вихідну міцність малих чистих зразків. Крім того, розрахунковий опір корегують низкою понижувальних коефіцієнтів умов роботи, що враховують умови експлуатації і особливості роботи конструкцій.

На міцнісні характеристики деревини впливають численні фактори, включно з умовами зростання та фактичним віком дерев, з яких одержують конструкційну деревину. У цьому плані представляє інтерес порівняння міцнісних характеристик деревини хвойних порід, які було застосовано у різні будівельні періоди – у XIX ст. («старої» деревини) і наприкінці XX ст. («нової» деревини) – на прикладі деревини сосни одного з основних лісовиробничих районів північної Європи [24]. Для цього під час реставрації об'єктів дерев'яного зодчества фахівцями було відібрано зразки конструкційної «старої» і «нової» деревини віком 75 і 110 років. Результати випробування одержаних зразків чистої деревини, оброблені статистичними методами, наведено у *табл. 2.12*. В ній показано одержані експериментально середні  $R^{ep}$  і нормативні  $R^n$  опори деревини різного віку на стиск і згин, які порівняно між собою та з опорами, установленими в нормах СНиП II-25-80. Зазначимо, що для «нової» деревини коефіцієнти варіації опорів стиску і згину дорівнюють 7,7% та 12 – 14% відповідно.

**Таблиця 2.12**

**Порівняння опорів деревини різного віку між собою та з нормами**

| Вік<br>деревини | Напружений<br>стан      | По-<br>знака | Значення опорів, МПа     |                         | СД<br>НД | Опори<br>за<br>СНиП,<br>МПа |
|-----------------|-------------------------|--------------|--------------------------|-------------------------|----------|-----------------------------|
|                 |                         |              | СД – «стара»<br>деревина | НД – «нова»<br>деревина |          |                             |
| 1               | 2                       | 3            | 4                        | 5                       | 6        | 7                           |
| 75 років        | Стиск уздовж<br>волокон | $R^{ep}$     | 48,7/1,11                | 40,3/0,91               | 1,10     | 44,0                        |
|                 |                         | $R^n$        | 41,3/1,25                | 35,2/1,07               | 1,17     | 33,0                        |
|                 | Згин                    | $R^{ep}$     | 74,7/0,93                | 72,0/0,90               | 1,04     | 80,0                        |
|                 |                         | $R^n$        | 57,4/1,01                | 53,4/0,94               | 1,00     | 57,0                        |
| 110 років       | Стиск уздовж<br>волокон | $R^{ep}$     | 63,7/1,44                | 48,8/1,10               | 1,31     | 44,0                        |
|                 |                         | $R^n$        | 47,8/1,45                | 43,6/1,32               | 1,10     | 33,0                        |
|                 | Згин                    | $R^{ep}$     | 97,4/1,22                | 96,1/1,20               | 1,01     | 80,0                        |
|                 |                         | $R^n$        | 81,0/1,42                | 69,6/1,22               | 1,16     | 57,0                        |

**Примітки:** У знаменнику значень у стовпчиках 4 і 5 наведено відношення експериментальних опорів до опорів згідно зі СНиП (стовпчик 7); у стовпчику 6 наведено співвідношення опорів «старої» та «нової» деревини; у стовпчику 7 наведено опори чистої деревини згідно зі СНиП.

Як видно з *табл. 2.12*, в усіх випадках показники міцності деревини періоду XIX ст. віком 75 і 110 років більші у 1,00 – 1,31 разів за

міцність сучасної деревини відповідного віку. Одержані за результатами випробувань малих зразків чистої деревини і подальшого статистичного оброблення нормативні опори стиску вздовж волокон більші, ніж установлені чинними нормами: для деревини віком до 75 років – на 7% і 25%, для деревини віком до 110 років – на 32% і 45% для сучасної деревини і деревини XIX ст. відповідно. Нормативні опори згину сучасної деревини і деревини XIX ст. є більшими, ніж установлені чинними нормами для деревини віком до 75% – на 1%; для деревини віком до 110% – на 22% і 42% відповідно. Це свідчить про те, що деревину, яку віднесено до будівельних періодів XIX ст. та теперішнього часу, може бути використано якості конструкційний будівельний матеріал.

Деякі автори вважають, що параметри пороків недостатньо повно характеризують міцність і деформативність конструкційних пиломатеріалів, і перспективним в цьому аспекті може бути статистичний підхід [25]. Як аргумент для статистичної оцінки міцності брусів запропоновано показник пороків  $V\%$  – відносний сукупний обсяг сучків ділянки руйнування, який визначається як відношення суми обсягів сучків, розташованих на ділянці бруса довжиною, що дорівнює ширині бруса, до обсягу цієї ділянки. Для одержання вихідних даних було виконано випробування зразків деревини ялини 1-го сорту і сосни 2-го сорту, результати яких наведено у *табл. 2.13*.

**Таблиця 2.13**

**Результати випробування зразків деревини [25]**

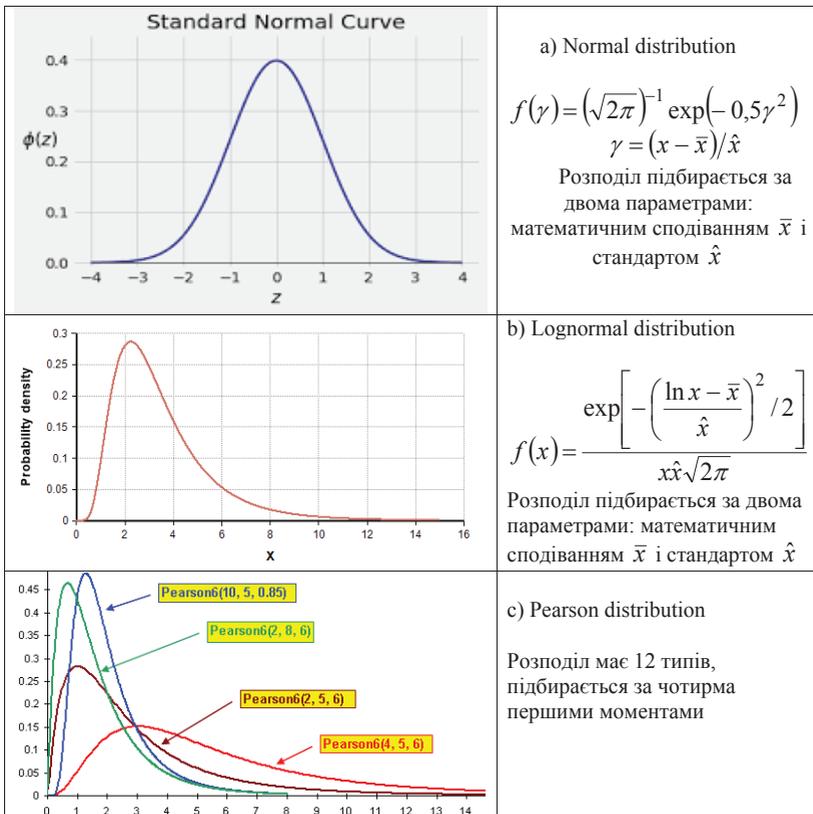
| <i>Деревина</i>                                                                                                                                                                                                                                                      | <i>Напружений стан</i> | <i>N</i> | <i>Позначка</i> | $\bar{X}$ | $\hat{X}$ | $X_{0,95}$ |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------|----------|-----------------|-----------|-----------|------------|
| <i>Ялина</i>                                                                                                                                                                                                                                                         | <i>Згин</i>            | 54       | <i>R, МПа</i>   | 45,8      | 8,8       | 31,3       |
|                                                                                                                                                                                                                                                                      |                        |          | <i>V, %</i>     | 2,7       | 1,7       | –          |
| <i>Сосна</i>                                                                                                                                                                                                                                                         | <i>Стиск</i>           | 42       | <i>R, МПа</i>   | 31,7      | 4,9       | 23,6       |
|                                                                                                                                                                                                                                                                      |                        |          | <i>V, %</i>     | 7,1       | 4,7       | –          |
|                                                                                                                                                                                                                                                                      | <i>Згин</i>            | 52       | <i>R, МПа</i>   | 35,9      | 9,5       | 20,2       |
|                                                                                                                                                                                                                                                                      |                        |          | <i>V, %</i>     | 7,6       | 4,8       | –          |
| <i>Позначення: N – кількість випробуваних зразків; R – опір деревини; V – відносний сукупний обсяг сучків ділянки руйнування; <math>\bar{X}</math> – середнє значення; <math>\hat{X}</math> – стандарт; <math>X_{0,95}</math> – значення із забезпеченістю 0,95.</i> |                        |          |                 |           |           |            |

Статистичні показники міцності деревини випробуваних зразків ялини і сосни, як і в попередніх випробуваннях (*табл. 2.10 – 2.12*), відповідають значенням нормативних і тимчасових опорів згідно зі СНиП II-25-80. Величини нового показника пороків деревини мають порядок: 1-й сорт – середнє значення  $\bar{V} \approx 3\%$ , стандарт  $\hat{V} \approx 2\%$ ; 2-й сорт – середнє значення  $\bar{V} \approx 8\%$ , стандарт  $\hat{V} \approx 5\%$ . Проведений кореляційний

**РОЗДІЛ 2. Статистичні характеристики міцності матеріалів  
будівельних конструкцій**

аналіз виявив лінійне зниження міцності деревини зі збільшенням показника  $V$  за умов коефіцієнта кореляції  $\rho = 0,5 - 0,7$ .

Як зазначено вище, в усіх випробуваннях міцнісні характеристики деревини добре описано нормальним законом розподілу. Але треба наголосити, що початкові розподіли межі міцності деревини хлестів погіршуються у разі тривалого зберігання сировини в штабелях на складах, у міжопераційних запасах після розмірного сортування колод, в сушильних штабелях та штабелях готової продукції. Тому розподіл межі міцності пиломатеріалів може мати вигляд суми чотирьох нормальних розподілів зі своїми середніми арифметичними та оцінками середніх квадратичних відхилень [26].



**Рис. 2.1. Криві розподілу міцності будівельних матеріалів**

У сучасних нормах проектування ДБН В.2.6-161:2017 «Дерев'яні конструкції. Основні положення» деревину поділяють на класи міцності окремо для хвойних і листяних порід, залежно від характеристичних значень міцності, жорсткості та густини. Позначення класів співпадають із характеристичною міцністю деревини на згин, вираженою у Н/мм<sup>2</sup>.

Паралельно з розвитком імовірнісного обґрунтування параметрів методики розрахунку дерев'яних конструкцій за граничними станами було розроблено розрахунок надійності таких конструкцій, причому для опису міцності деревини застосували логнормальний закон розподілу (рис.2.1, в) [27, 28].

В якості висновків до даного розділу можна відмітити, що у розділі виконано систематизований огляд робіт із проблеми статистичного опису міцності будівельних матеріалів. Головну увагу приділено вибірці статистичних характеристик міцності матеріалів різного періоду, таких як математичне сподівання, середньоквадратичне відхилення (стандарт), коефіцієнт варіації та ін. Ці дані призначені для використання у чисельних розрахунках надійності конструкцій. Проаналізовано еволюцію норм проектування будівельних конструкцій у частині змін призначення і забезпечення нормативних і розрахункових опорів та залучення до цього дослідних статистичних даних.

Матеріал цього розділу опублікований у статтях [38, 39].

## **Література до розділу 2**

1. Таль К.Э. Некоторые вопросы расчета железобетонных конструкций по новым нормам / К.Э. Таль // Бетон и железобетон. – 1956. – №4. – С. 139 – 142.
2. Таль К.Э. О факторах запаса в железобетонных конструкциях / К.Э. Таль // Материалы международного совещания по расчету строительных конструкций (Москва, декабрь 1958 г.). – М.: Госстройиздат, 1961. – С. 60 – 70.
3. Хаютин Ю.Г. О прочности бетона при различных режимах твердения / Ю.Г. Хаютин, Е.Д. Козлов // Бетон и железобетон. – 1970. – №12. – С. 20 – 21.
4. Гвоздев А.А. О структуре и общих положениях новых норм проектирования конструкций / А.А. Гвоздев, С.А. Дмитриев, Н.Н. Лессиг // Бетон и железобетон. – 1971. – №5. – С. 1 – 4.
5. Таль К.Э. Нормативные и расчетные характеристики бетонов / К.Э. Таль // Бетон и железобетон. – 1971. – №5. – С. 4 – 6.
6. Сычев В.И. О нормах проектирования бетонных и железобетонных конструкций / В.И. Сычев // Бетон и железобетон. – 1976. – №6. – С. 2 – 5.

**РОЗДІЛ 2. Статистичні характеристики міцності матеріалів  
будівельних конструкцій**

---

7. Яшин А.В. О новых требованиях к нормированию основных расчетных характеристик бетонов / А.В. Яшин // Бетон и железобетон. – 1976. – №6. – С. 12 – 14.

8. Лычев А.С. Статистическая информация для расчетов надежности элементов строительных систем / А.С. Лычев // Известия вузов. Строительство. – 2001. – №5 (509). – С. 17 – 20.

9. Сапожников Н.Я. Статистический анализ прочности бетона в возрасте 28 сут. (по данным заводских испытаний) / Н.Я. Сапожников, Г.И. Бердичевский, М.И. Бруссер // Бетон и железобетон. – 1983. – №5. – С. 27 – 29.

10. Таль К.Э. О совершенствовании нормируемых методов расчета железобетонных конструкций / К.Э. Таль // Бетон и железобетон. – 1977. – №5. – С. 20 – 21.

11. Гвоздев А.А. Связь статистического контроля прочности бетона с надежностью железобетонных конструкций / А.А. Гвоздев, М.Б. Краковский, М.И. Бруссер, В.Л. Игошев, В.А. Дорер // Бетон и железобетон. – 1985. – №3. – С. 37 – 38.

12. Гуца Ю.П. О переходе от марок к классам бетонов по прочности / Ю.П. Гуца, М.И. Бруссер, М.Б. Краковский, Р.Л. Серых, В.М. Скубко // Бетон и железобетон. – 1985. – №10. – С. 39 – 40.

13. Рац Э.Г. Статистический контроль прочности бетона на заводах железобетонных изделий / Э.Г. Рац // Бетон и железобетон. – 1968. – №10. – С. 5 – 10.

14. Даниленко Е.Л. Статистический контроль и управление качеством бетона / Е.Л. Даниленко, М.А. Садович // Бетон и железобетон. – 1975. – №1. – С. 35 – 37.

15. Звездов А.И. 75 лет Нормам проектирования бетонных и железобетонных конструкций / А.И. Звездов, А.С. Залесов, Т.А. Мухамедиев, Е.А. Чистяков // Промышленное и гражданское строительство. – 2002. – №9. – С. 10 – 15.

16. Расторгуев Б.С. Расчет железобетонных конструкций по предельным состояниям с применением вероятностного метода / Б.С. Расторгуев, Д.С. Ванус // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – №7. – С. 11 – 15.

17. Семенцов С.А. Современные методы расчета каменных конструкций в СССР / С.А. Семенцов // Материалы международного совещания по расчету строительных конструкций (Москва, декабрь 1958 г.). – М.: Госстройиздат, 1961. – С. 234 – 248.

18. Райзер В.Д. О нормировании прочности строительных растворов / В.Д. Райзер, Н.Н. Кручинин // Строительная механика и расчет сооружений. – 1988. – №4. – С. 50 – 53.

19. Кручинин Н.Н. О статистической оценке прочности кирпича / Н.Н. Кручинин // Строительная механика и расчет сооружений. – 1989. – №3. – С. 59 – 63.

20. Райзер В.Д. К нормированию несущей способности каменной кладки / В.Д. Райзер, Н.Н. Кручинин // Строительная механика и расчет сооружений. – 1990. – №2. – С. 80 – 86.
21. Рюмина Е.Б. Уровень доверительной вероятности нормируемых показателей прочности конструкционных пиломатериалов / Е.Б. Рюмина, Г.Б. Успенская // Лесной журнал. – 1992. – № 2. – С. 81 – 86.
22. ГССД 69-84. Таблицы стандартных справочных данных. Древесина. Показатели физико-механических свойств малых чистых образцов. – М.: Издательство стандартов, 1985. – 29 с.
23. Тутурин С.В. Механическая прочность древесины / С.В. Тутурин // Физическая мезомеханика. – 2004. – №7. – С. 85 – 88.
24. Лньков Н.В. К вопросу о сравнении физико-механических характеристик конструкционной древесины XIX и XX веков / Н.В. Лньков // Промышленное и гражданское строительство. – 2018 – №1. – С. 58 – 62.
25. Vyzov V.E. Structural sawn timber: resource enhancement / V.E. Vyzov, V.I. Melekhov // Mag. of C.E. – 2016. – №65(5). – Pp. 67 – 76.
26. Дунаев В.Ф. Об изменчивости модуля упругости и предела прочности древесины в технологическом цикле / В.Ф. Дунаев // Лесной журнал. – 2014. – №3. – С. 106 – 113.
27. Громацкий В.А. Об оценке надежности элементов деревянных конструкций / В.А. Громацкий, С.Б. Турковский, М.А. Филимонов // Стрельная механика и расчет сооружений. – 2011. – №6. – С. 22 – 25.
28. Денеш Н.Д. Об использовании логнормального закона распределения нагрузки при оценке надежности деревянных конструкций / Н.Д. Денеш, Д.Ю. Сухов, О.О. Андреев // Строительная механика и расчет сооружений. – 1988. – №4. – С. 8 – 9.
29. Mirza S.A. Statistical description of strength of concrete / S.A. Mirza, J.G. Mac Gregor, M. Hatzinikovas // Journal of the Structural Division. – 1979, – Vol. 105, Issue 6, – Pp. 1021 – 1037.
30. Indelicato F. In-place compressive strength of concrete: statistical methods to evaluate experimental data / F. Indelicato // Materials and Structures. – 1999. – 32 – 394 – 399.
31. Kausay T. Acceptance of concrete compressive strength / T. Kausay, T. Simon // Concrete Structures (Annual Journal of the Hungarian Group of *fib*, Budapest) – 2007. – Vol. 8. – Pp. 54 – 63.
32. Kabantsev O. Modeling Nonlinear Deformation and Destruction Masonry under Biaxial Stresses. Part 1. Masonry as Simulation Object / O. Kabantsev // Applied Mechanics and Materials. – 2015. – Vol. 725 – 726. – Pp. 681 – 696. Part 2. Strength Criteria and Numerical Experiment / O. Kabantsev // Applied Mechanics and Materials. – 2015. – Vol. 725 – 726. – Pp. 808 – 819.
33. Grishchenko A.I. Influence of structural parameters of the masonry on effective elastic properties and strength / A.I. Grishchenko, A.S. Semenov,

**РОЗДІЛ 2. Статистичні характеристики міцності матеріалів  
будівельних конструкцій**

---

S.G. Semenov, B.E. Melnikov // Инженерно-строительный журнал. – 2014. – №5 (49). – С. 95 – 106.

34. Foschi R.O. Reliability-based design of wood structures. Structural research series / R.O. Foschi, B.R. Folz, F.Z Yao / Rep. No. 34/ Dep. of Civil Eng., Univ. of British Columbia, Vancouver, Canada, 1989.

35. Perelmuter A.V. On one safety characteristic of buildings / A.V. Perelmuter, S.F. Pichugin // Journal of Civil Engineering and Architecture Research / Los Angeles, USA: Ethan Publishing Company. – 2017. – Vol. 4. – No. 5. – Pp. 2035 – 2044.

36. Pichugin S.F. Reliability estimation of industrial building structures / S.F. Pichugin // Magazine of Civil Engineering. – 2018.– 83(7). – С. 24 –37.  
DOI: 10.18720/MCE.83.3

37. Pichugin S.F. Scientific School «Reliability of building structures»: new results and perspectives. / S.F. Pichugin // 36. наук. праць (галуз. машинобудування, будівництво) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ. – 2019. – Вип. 2(53). – С. 5 – 12.  
<https://doi.org/10.26906/znp.2019.53.1880>.

38. Pichugin Sergii. Statistical strength characteristics of building structures materials / Sergii Pichugin // ICBI 2020: Proceedings of the 3rd International Conference on Building Innovations. –. Pp. 313-330.  
DOI: 10.1007/978-3-030-85043-2\_30

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

## РОЗДІЛ 3 СТАТИСТИЧНЕ ОБГРУНТУВАННЯ НОРМАТИВІВ СНІГОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ НА БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ

*Сипле, сипле, сипле сніг.  
Все присипав – доли, гори,  
Вже ввесь світ – мов біле море,  
Біле море без доріг.*

**Іван Франко**

### Вступ

Забезпечення надійності та безаварійності будівель і споруд великою мірою залежить від правильного розуміння природи, кількісного опису та нормування навантажень на будівельні конструкції, включно снігових навантажень, які є слідством снігових опадів, небезпечного природного явища, дія якого може спричинити руйнування будівель та інші катастрофічні наслідки (рис. 3.1). Снігові навантаження на споруди мають складну фізичну природу і мінливий характер, вони вимагають знань термодинамічних процесів в атмосфері та на ґрунті, фізичних властивостей снігу, методики метеорологічних спостережень і кліматологічного опису місцевості, мінливості навантажень, характеру відкладення снігу на конструкціях та спорудах.



Снігові заноси на дорогах



Руйнування покриття під сніговим навантаженням

**Рис. 3.1. Снігові опади – небезпечне природне явище**

Ці особливості певною мірою враховано в розділах норм проектування будівельних конструкцій, які містять нормативи снігового навантаження. Параметрів норм снігового навантаження мають

ймовірнісну природу і вимагають для свого обґрунтування застосовувати статистичні методи. Ці методи постійно змінювали та розвивали разом з регулярним переглядом норм будівельного проектування. Аналіз еволюції вітчизняних норм снігового навантаження разом з їх статистичним обґрунтуванням є актуальним завданням.

Регулярні снігомірні спостереження проводять з кінця XIX століття. У 1930-ті роки їх результати сформуливали основу першого нормативного документа зі снігового навантаження та перших публікацій з цієї проблеми [1]. Цей процес було активізовано підготовкою до переходу розрахунків конструкцій на методику граничних станів [2, 3]. У наступні роки разом із регулярним переглядом норм навантажень та впливів на конструкції удосконалювали нормування снігового навантаження. Еволюція снігових норм висвітлена в публікаціях провідних науково-технічних журналів [4 – 14]. Огляди розвитку снігових норм було опубліковано також як розділи монографій та дисертацій, присвячених навантаженням на будівлі і споруди [18 – 21]. Починаючи з 90-х років минулого століття, норми проектування розробляли окремі держави, які раніше входили до СРСР. У зв'язку з цим було активізовано ймовірнісні дослідження снігового навантаження на території України [25 – 30], результатом яких став відповідний розділ ДБН В.1.2-2006 «Навантаження та впливи». У наступні роки дослідження снігового навантаження продовжили разом з обґрунтуванням та уточненням низки розрахункових коефіцієнтів [31 – 35].

Матеріали, присвячені сніговим навантаженням, наведені у різних журналах, збірниках статей, матеріалах конференцій. Доступ до цих видань утруднено, а опубліковані огляди розвитку нормування снігового навантаження неповні і не включають результати досліджень останніх 15 – 20 років. Даний розділ містить систематизований огляд публікацій в провідних науково-технічних журналах щодо проблеми снігового навантаження за період з 30-х років XX століття до теперішнього часу. Головну увагу приділено аналізу еволюції норм проектування конструкцій у частині змін територіального районування та розрахункових коефіцієнтів, призначення нормативних і розрахункових значень снігового навантаження та залучення до цього дослідних статистичних даних. Виділено наукові результати, які можуть бути включеними до наступних видань норм снігового навантаження.

### **3.1. Початок нормування снігових навантажень (1930-ті роки)**

Першим нормативним документом, який діяв на території України, де було вміщено деякі положення методики розрахунку конструкцій, було «Урочне положення: посібник при складанні і перевірці кошторисів, проектуванні та виконанні робіт» (автор граф Де-Рошфор М.І). Урочне

положення ввійшло у дію вперше в 1869 р., перевидавалося зі змінами 13 разів, останнє видання було надруковано в 1930 р. Урочне положення містило деякі вказівки щодо навантажень на конструкції, зокрема, на кров'яні ферми. Навантаження від власної ваги було регламентовано в діапазоні 20 – 70 кгс/м<sup>2</sup>, змінні навантаження – 160 кгс/м<sup>2</sup>. Можна вважати, що це змінне навантаження із запасом враховувало снігове навантаження на основній території країни, а сумарне розрахункове навантаження 180 – 230 кгс/м<sup>2</sup>, разом із запасом за міцністю, забезпечувало певний рівень безаварійності конструкцій, виконаних за грамотними розрахунками. Зазначимо при цьому, що вказані рекомендації щодо сумарних навантажень на покрівлі відповідали нормативам Німеччини того часу для пологих покрівель.

Наукова основа обґрунтування перших післяреволюційних норм вже була готова: багаторічні метеорологічні снігомірні спостереження; дослідження перенесення снігу, що проводили ще з дореволюційного часу в Петербурзькому інституті шляхів сполучення та МДУ (лабораторія гідродинаміки, проф. М.Є. Жуковський); результати вивчення відкладень снігу на покриттях промбудівель, отримані ЦНІПС на початку 30-х років [1]. Однак внаслідок обмеженості вихідного матеріалу можна припустити, що перші вітчизняні снігові норми були складені на основі експертних оцінок фахівців та врахуванні досвіду експлуатації будівель та споруд.

В Єдиних нормах будівельного проектування (1931 р.) снігове навантаження  $P_c$  (кгс/м<sup>2</sup>), визначалося за формулою, досить незвичною на сучасний погляд:

$$P_c = P_c^0 (1 + 0.002h) (45^\circ - \alpha),$$

де  $P_c^0$  – емпірична величина, що залежала від географічного положення місцевості (широти і довготи), і знаходилася у відповідній таблиці зі значеннями широти в діапазоні 40 – 70° і довготи 20 – 190°;  $h$  – висота місцевості над рівнем моря (у метрах;  $\alpha$  – кут нахилу до горизонту (у градусах) поверхні, що сприймала навантаження від снігу.

Для конкретизації рекомендацій Єдиних норм щодо снігового навантаження, проведемо розрахунки для двох географічних пунктів:

- Полтава: широта 44°35', довгота 34°34',  $h = 146$  м,  $P_c^0 = 1,33$ , за наведеною формулою розрахункове снігове навантаження на горизонтальну поверхню ( $\alpha = 0^\circ$ ) дорівнювало

$$P_c = 1,33(1 + 0,002 \cdot 146)45^\circ = 77,5 \text{ кгс/м}^2;$$

- Кропивницький (тоді Зінов'євськ): широта 48°31', довгота 32°17',  $h = 127$  м,  $P_c^0 = 1,10$

$$P_c = 1,10(1 + 0,002 \cdot 127)45^\circ = 62,0 \text{ кгс/м}^2.$$

### **РОЗДІЛ 3. Статистичне обґрунтування нормативів снігового навантаження на будівельні конструкції**

---

Як видно, регламентовані Єдиними нормами значення снігового навантаження були значно меншими тих, що містилися раніше в Урочному положенні.

Подальший розвиток нормування снігового навантаження було відображено в «Єдиних нормах» ОСТ/ВКС 7626/Б (введено з 1 червня 1933 р). У зазначеному документі снігове навантаження було нормовано залежно від висоти снігового покриву  $h$ , причому враховувалася середня максимальна висота за десять останніх років. Отже, розрахункова висота снігового покриву мала деяке статистичне обґрунтування. Між тим щільність снігу без достатнього роз'яснення приймали такою, що дорівнювала  $\rho = 100 \text{ кг/м}^3$ . Розрахункове значення снігового навантаження обчислювали як  $p = 1,6\rho h$ . На території країни було виділено 4 райони з різною висотою снігового покриву та відповідним сніговим навантаженням, визначеним за картою або таблицею: 1-й район без постійного снігового покриву, для якого було прийнято навантаження  $p = 25 \text{ кгс/м}^2$ ; 2-й район з висотою снігового покриву  $h < 30 \text{ см}$  і  $p = 40 \text{ кгс/м}^2$ ; 3-й район з висотою  $30 \text{ см} \leq h \leq 60 \text{ см}$  і  $p = 80 \text{ кгс/м}^2$ ; 4-й район з  $h > 80 \text{ см}$  і  $p = 120 \text{ кгс/м}^2$ . Для гірських районів висоту снігового покриву було представлено у табличній формі.

Даними нормами було визначено такі особливості розподілу снігового навантаження на покрівлях, як залежність від нахилу покрівлі та наявності ліхтарів. При цьому цікаво відзначити, що для покриттів з ухилом  $20...30^\circ$  снігове навантаження було збільшено на 25% (у наступних варіантах норм це збільшення відсутнє). Для покриттів з перепадами висот було рекомендовано схему зі зменшенням на 50% снігового навантаження на підвищені ділянки (але не менше  $25 \text{ кгс/м}^2$ ) з перенесенням додаткових 50% навантаження на ділянки, що знаходяться нижче. Поблизу вертикальних перешкод враховували можливе накопичення снігу (сніговий мішок) з максимальною висотою, що дорівнює висоті перешкоди  $h$ , але не більше  $4h$ . Було передбачено трикутну форму снігових мішків, проте норми не містили рекомендацій щодо їх довжини. Навантаження від снігового мішка враховували за вказаної вище щільності снігу  $\rho = 100 \text{ кг/м}^3$ . Для двохстих і склепінних покриттів рівень снігового навантаження було визначено за двома варіантами: з повним рівномірним завантаженням всього прольоту або одностороннім завантаженням половини прольоту.

У разі визначення снігового навантаження покриття враховували тип місцевості. Для відкритих місцевостей з частими сильними вітрами зі швидкістю  $12 \text{ м/с}$  і більше снігове навантаження допускали знижувати на 50%, але приймати не менше, ніж  $25 \text{ кгс/м}^2$ . Для місцевостей, закритих від вітру, снігове навантаження зростало на 25%. У перші снігові норми ОСТ/ВКС 7626/Б було вміщено розгорнуті рекомендації щодо можливого зниження снігових навантажень внаслідок підтавання:

а) для середньо утеплених покрівель (з термічним опором  $0,75 \dots 1,10$  ( $\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$ ) за умов внутрішньої температури  $15^\circ\text{C}$ ,  $2/3$  площі яких розташовані над опалювальними приміщеннями – снігове навантаження знижувалося на 50%;

б) для покрівель будівель з великими тепловиділеннями (тепловий потік понад  $800$  кал/год/ $\text{м}^2$ ) з термічним опором меншим ніж  $0,75$  ( $\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$ ) – снігове навантаження знижувалося на 75%;

в) в якості додаткової перевірки несучих конструкцій покриттів, вони перевірялися на повне снігове навантаження за умови допустимих напружень, збільшених на 35%.

У наступних нормах ці рекомендації було опущено.

Серйозним недоліком зазначених норм була заниженість прийнятої щільності снігу, хоча в цей час вже були відомості про істотно великі її значення. Так, за даними ЦНПС [1], щільність свіжого снігу становила  $85 \dots 190$   $\text{кг}/\text{м}^3$  (в середньому  $135$   $\text{кг}/\text{м}^3$ ), максимальна протягом зими –  $240 \dots 250$   $\text{кг}/\text{м}^3$ . Внаслідок цього нормовані снігові навантаження досить часто виявлялися помітно нижчими від фактичних навантажень. Крім того, у норми закладали висоту снігового покриву, виміряну по постійних рейках, що не давало можливості повною мірою враховувати особливості місцевості та вітрового режиму. Зроблені ЦНПС в 1932–1933 рр. вимірювання на покриттях промислових будівель виявили складний характер відкладень снігу, який суттєво відрізнявся від спрощених рекомендацій перших вітчизняних норм. З висоти історичного досвіду можна оцінити кон'юнктурно-політичний відтінок занижених норм навантажень 30-х (це стосувалося не тільки снігових навантажень), орієнтований на всіляку економію в будівництві країни, яка переживала масову індустріалізацію. Незважаючи на це, таке нормування забезпечувало в цілому задовільну експлуатацію будівель і споруд, оскільки в методиці розрахунку конструкцій за допустимими напруженнями, яка діяла в той час, приймали відносно високі коефіцієнти запасу.

### **3.2. Снігові норми 1940-50-х років**

Далі слідував ОСТ 90058-40 (1940 р), який було складено за результатами досліджень лабораторії будівельної аеродинаміки ЦНПС. За обґрунтування нормативу снігового навантаження було підвищено щільність снігу з диференціацією залежно від висоти снігового покриву. Для висоти  $h > 50$  см була прийнята щільність  $\rho \approx 200$   $\text{кг}/\text{м}^3$ , для  $h \approx 30$  см –  $\rho \approx 230$   $\text{кг}/\text{м}^3$  та для  $h < 20$  см –  $\rho \approx 250$   $\text{кг}/\text{м}^3$ . Територія СРСР була поділена на 5 снігових районів (рис. 3.2) зі значеннями висоти снігового покриву та розрахункової ваги снігу  $p$  на поверхні землі дещо більшого рівня порівняно з попередніми нормама: I район – висота до 20 см, вага

РОЗДІЛ 3. Статистичне обґрунтування нормативів снігового навантаження на будівельні конструкції

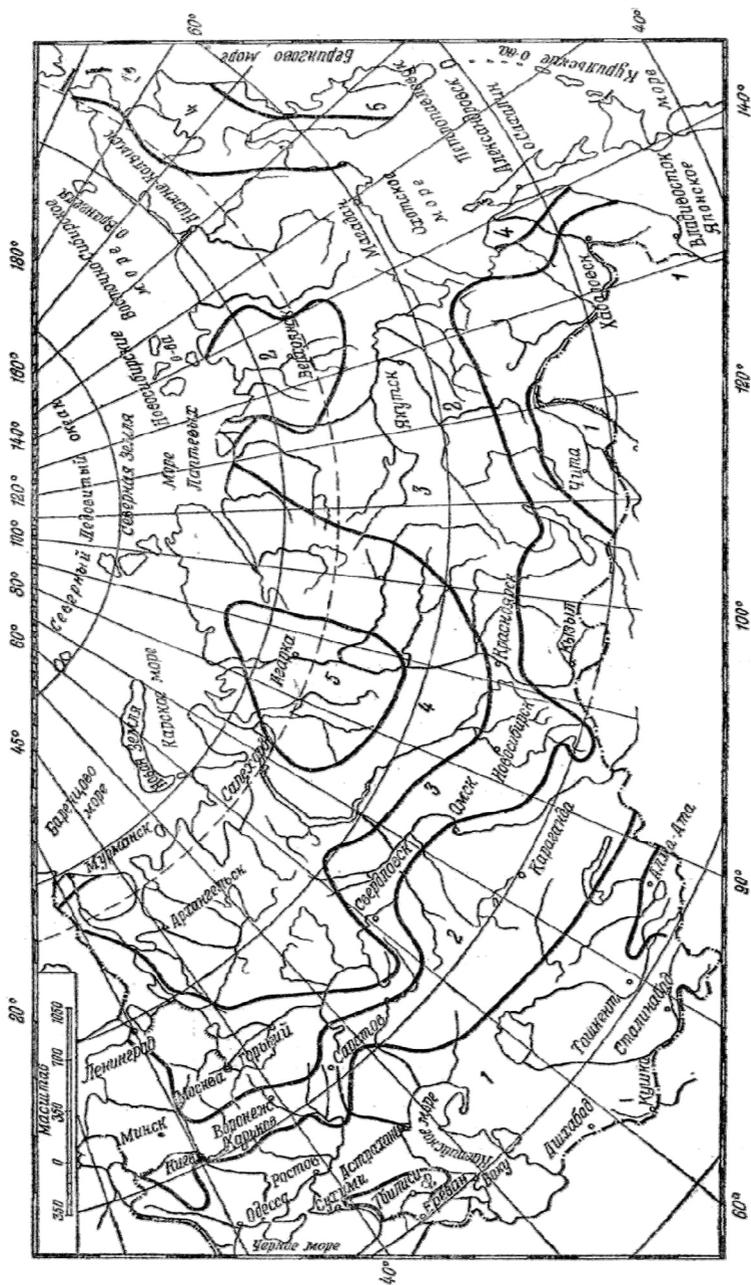


Рис. 3.2. Районна розрахункова вага снігового покриву за ОСТ 90058-40

$p = 50$  кгс/м<sup>2</sup>; II район – висота від 20 до 40 см,  $p = 70$  кгс/м<sup>2</sup>; III район – висота від 40 до 60 см,  $p = 100$  кгс/м<sup>2</sup>; IV район – висота від 60 до 90 см,  $p = 150$  кгс/м<sup>2</sup>; V район – висота понад 90 см,  $p = 200$  кгс/м<sup>2</sup>. Для гористих місцевостей розрахункову вагу снігового покриву (кгс/м<sup>2</sup>) було рекомендовано визначати як  $p_c = 2h$  (але не менше 60 кгс/м<sup>2</sup>), де  $h$  – середня за 10 років висота снігового покриву у см, прийнята за даними метеорологічних спостережень. У зазначеному документі дещо спрощені рекомендації щодо врахування профілю покриття. Слід зазначити, що географічний розподіл снігових районів, показаний на карті (рис. 3.2), розроблено у сорокові роки минулого століття, тобто більше ніж 80 років тому, принципово не змінювався у наступних варіантах снігових норм. У зв'язку з цим варто підкреслити, що на територію України тоді приходилися I і II снігові райони з районними розрахунковими значеннями відповідно 50 кгс/м<sup>2</sup> і 70 кгс/м<sup>2</sup>, які було збережено в нормах до 2006 року.

Розвиток методів розрахунку будівельних конструкцій, особливо для оцінки запасу міцності конструкцій, вимагав об'єктивно виявляти параметри навантажень і міцності матеріалів [2]. Тому зросла необхідність використання статистичних методів для опису снігових навантажень, що мають чіткий випадковий характер. Прикладом статистичного аналізу снігового покриву були криві розподілу висоти снігу для Московської області за період із 1898 по 1935 р. Ці дані дозволили М.С. Стрельцькому вперше чисельно оцінити надійність конструкцій сталевих ферм, запроєктованих за нормами, що діяли в той період [3].

Подальше уточнення снігового навантаження з обґрунтуванням розрахункових значень на основі натурних спостережень виконано у післявоєнні 50-ті роки XX століття. Було отримано матеріали снігозйомок на покриттях виробничих будівель та нові дані щодо особливостей перенесення та танення снігу, що підтверджувало необхідність коригування діючого стандарту. З урахуванням нових даних у 1954 р. було введено Будівельні норми та правила СНиП II-Б.1-54 «Навантаження та впливи», в яких для окремих районів було збільшено значення снігового навантаження, зокрема, віднесено до V снігового району багатосніжну територію в районі Пермі, до IV снігового району – район Новосибірська, необхідність чого свідчили публікації фахівців. Дані норми відповідали запровадженню розрахунку конструкцій методом граничних станів. При переході на цей метод як нормативні навантаження було прийнято значення розрахункової ваги снігового покриву за попередніми нормами  $p$ , тобто середні значення річних максимумів. Розрахункові снігові навантаження, які почали трактувати як найбільш можливі під час експлуатації конструкції, стали визначати шляхом множення на коефіцієнт перевантаження. Цей коефіцієнт у зв'язку з відсутністю достовірних даних щодо мінливості річних максимумів було прийнято загальним для всієї території  $n = 1,4$ . Таким чином, нормативне навантаження зросло на

### РОЗДІЛ 3. Статистичне обґрунтування нормативів снігового навантаження на будівельні конструкції

40%. Цю поправку було виправдано тим, що  $p$  було визначено як середнє з максимальних значень ваги снігу за кожен рік (причому вагу було визначено за середньою щільністю снігу). Отже, дійсні значення снігових навантажень можуть перевищувати нормативне навантаження приблизно 50% зим. Розрахункове снігове навантаження на покриття будинків визначали як  $p_c = nrc$ , де  $c$  – вперше введений коефіцієнт, прийнятий залежно від профілю покриття. У зазначеному документі було дещо змінено у бік спрощення рекомендації з обліку профілю покриття, які включали діапазон  $c = 0 \dots 1,0$  для простих односхилих та двосхилих покриттів,  $c = 0,3 \dots 1,0$  для склепінних покриттів,  $c = 0,4 \dots 1,6$  для покриттів із ліхтарями, причому враховували лише поперечний профіль будівлі. У будинках з перепадом висот  $H$ (м) було уточнено максимальну висоту снігового мішка, що дорівнювала  $P_c = 200H \leq 4q$ , з довжиною додаткової трикутної частини  $a = 2H$ , причому  $5\text{ м} \leq a \leq 10\text{ м}$ .



а - сніговий покрив на похилих покриттях



б – сніговий покрив на склепінчатому покритті

в – сніговий мішок у перепаду висот покриття

Рис. 3.3. Відкладення снігу на різних покриттях

Ряд пошкоджень і обвалів покриттів у кількох містах [4, 5, 6] показав, що норми на той час не забезпечували необхідну надійність конструкцій покриттів. Тому знадобилося подальше уточнення снігових навантажень, насамперед у місцях підвищеного снігонакопичення. На основі узагальнення результатів масових вимірювань снігового покриву на 50 покриттях різного профілю у різних районах, виконаних у 1958 – 1959 рр. ЦНДІБК [7], у розвиток глави СНиП II-Б.1-54 було розроблено та затверджено у 1959 р. СН 69-59 «Вказівки щодо визначення снігових навантажень на покриття будівель». Як пояснював один із розробників цього документа В.О. Отставнов [8], у вказівках уточнено окремі розрахункові схеми снігових навантажень, вміщені в СНиП, та надано нові схеми розподілу навантажень для найбільш поширених профілів покриттів (всього 12 схем). Враховано, що відкладення снігу на склепінчастих покриттях сильно залежать від сили та повторюваності вітрів; снігове навантаження на таких покриттях збільшено на 25%. Диференційовано навантаження від відкладення снігу у ліхтарів однопрольотних та багатопрольотних будівель, виділено навантаження у торців ліхтарів, доповнено схеми снігових навантажень на покриття дво- та багатопрольотних будівель без ліхтарів. Регламентовано додаткове врахування снігового навантаження на частини прольоту з огляду на можливе здування снігу вітру або проведення снігоочисних робіт. Разом з тим, передбачено зниження на 20% снігового навантаження на покриттях з надлишковими тепловиділеннями, а також для плоских та пологих покриттів при швидкості вітру не менше ніж 4,0 м/с. Цікаво зазначити, що вітчизняні роботи цього періоду в галузі вивчення снігових навантажень були добре відомі за кордоном, були перекладені англійською мовою та враховувалися при складанні снігових норм Канади.

### **3.3. Розвиток нормування снігового навантаження (1960 – 70 рр.)**

Рекомендації СН 69-59 було включено до наступного видання норм СНиП II-A.11-62 «Навантаження та впливи» з незначними змінами. У цій редакції було уточнено снігове районування країни – залишено 5 районів попереднього СНиП 1954 з нормативними значеннями 50 – 200 кгс/м<sup>2</sup> і введено 6-й район для Камчатки з 250 кгс/м<sup>2</sup>. Розробники норм використали дані 4075 метеостанцій та постів і приймали до уваги також достовірні карти середньорічних максимумів ваги снігового покриву землі, побудовані за даними 140 метеостанцій, на яких одночасно з висотою снігового покриву вимірювали його вагу і визначали середню щільність. Було використано результати маршрутних снігозйомок, накопичені за останні 15...20 років, точність яких істотно вища за вимірювання за трьома постійно встановленими рейками [9]. Слід зазначити, що за відсутності даних снігозйомок все ж допускали, щоб вага снігового покриву

### **РОЗДІЛ 3. Статистичне обґрунтування нормативів снігового навантаження на будівельні конструкції**

визначалася за формулою  $p_0 = 220H$ , де  $H$  – висота снігового покриву в метрах, прийнята за даними метеорологічних спостережень як середня з максимальних щорічних висот на захищеному місці за багаторічний період (не менше 10 років). У СНиП П-А.11-62 було уточнено вплив вітру на рівень снігових навантажень за рахунок зносу вітру з покриттів. Як і в розроблених раніше «Вказівках», для окремих профілів покриттів будівель, що знаходяться в районах із середньою швидкістю вітру не менше 4 м/с за три найхолодніші місяці, було передбачено зниження снігового навантаження на 20%.

У цей період окремі дослідники продовжували роботи з уточнення та регулювання снігових відкладень на покрівлях. Автор однієї з таких робіт [10] протягом двох зим (1960 – 1961 рр., 1961 – 1962 рр.) проводив виміри снігового покриву на покрівлі чотирипролітного промислового об'єкта шириною 114 м, довжиною 600 м, з чотирма поздовжніми ліхтарями. Об'єкт був розташований в багатосніжному районі з вітрами в середньому 6 – 10 м/с. Завданням роботи була розробка способів затримки відкладень снігу на покрівлях ліхтарів за допомогою ґратчастих щитів заввишки 700 – 800 мм. Було виявлено, що такий прийом суттєво знижує відкладення снігу у міжліхтарних проміжках та в торцях ліхтарів, роблячи непотрібним спеціальне прибирання снігу на даху.

Було проведено техніко-економічне порівняння способів збирання снігу з покриттів [11]. Об'єктом для порівняння була велика промислова будівля з розмірами в плані 720×216 м, з покриттям із залізобетонних панелей по сталевих фермах та П-подібними ліхтарями, розташована у ІV сніговому районі.

Було розглянуто такі варіанти організації збирання снігу.

1. Прибирання вручну, з переміщенням до місць скидання на саях, навантаження на автосамоскиди та вивезення за межі забудованої території (наведені витрати на 1 м<sup>2</sup> – 80,7 коп. у цінах 1971 р.).

2. Механізоване прибирання роторним снігоочисником з тросовою тягою, бункерами для переміщення снігу, маніпуляторами для перекидання бункерів та скидання снігу (73,3 коп.).

3. Те саме, із застосуванням мотонарт – машин на гумових гусеницях, з передньою частиною на лижах (76,4 коп.).

4. Танення снігу за допомогою пари під тиском 5 атм і труби діаметром 40 мм, покладеної на покрівлю, на яку для рівномірного танення снігу укладається металева сітка (418,0 коп.).

5. Застосування посиленних залізобетонних ферм та плит, розрахованих на підвищене снігове навантаження (62,9 коп.).

6. Застосування посиленних сталевих ферм та залізобетонних плит, розрахованих на підвищене снігове навантаження (90,7 коп.).

Найдорощим виявився варіант 4 з плавленням снігу, найдешевший варіант 2 з роторними снігоочисниками з тросовою тягою. Разом з тим

може виявитися економічним застосування конструкцій (потужніших), розрахованих на можливі навантаження від снігу.

Наступна редакція норм СНиП II-6-74 «Навантаження та впливи» була прийнята через 12 років і мала практично сучасний вигляд, включаючи карту районування території країни за вагою снігового покриву. У цих нормах було враховано результати подальших досліджень щодо удосконалення методики визначення ваги снігового покриву, вивчення зносу та перенесення снігу під дією вітру, статистичного обґрунтування коефіцієнтів навантаження снігових навантажень на будівлі та споруди. Як і в попередніх виданнях норм, районний норматив снігового навантаження було визначено як середній річний максимум, отриманий за 10-річний період на основі багаторічних снігомірних спостережень. У цьому варіанті норм було розвинене класифікацію навантажень, в якій виділено тимчасові тривалі навантаження. Вони адресовані розрахункам конструкцій з урахуванням впливу тривалості навантажень на переміщення, деформації, утворення тріщин (наприклад, для залізобетонних конструкцій). Для снігового навантаження без статистичного обґрунтування як тривалу частину приймали вагу снігового покриву III-VI районів, зменшену на  $70 \text{ кгс/м}^2$ .

За даними ЦНДПромбудівель для 112 міст фактичні снігові навантаження ( $\text{кгс/м}^2$ ) у зазначений період перевищували розрахункові (показані у дужках): I район 100 (70); II район 132 (98); III район 179 (140); IV район 252 (210) [11]. Враховуючи цю ситуацію, а також те, що в період дії СНиП II-A.11-62 були випадки аварій легких покрівель внаслідок перевантаження снігом, у СНиП II-6-74 було введено підвищений диференційований коефіцієнт перевантаження. Він залежав від відношення постійного навантаження  $q$  (власна вага покриття, включно вага підвісного стаціонарного обладнання) до нормативної ваги снігового покриву  $p_0$ . Для порівняно важких покрівель за  $q/p_0 = 1$  і більше коефіцієнт перевантаження приймав колишне значення  $n = 1,4$ , у міру відносного полегшення покрівлі він зростає: за  $q/p_0 = 0,8 - n = 1,5$ ; за  $q/p_0 = 0,6 - n = 1,55$ ; за  $q/p_0 = 0,4$  та менше  $- n = 1,6$ . В обґрунтування цієї пропозиції її автор А.Я. Дривінг [12] навів такі міркування. Власна вага важких покриттів у кілька разів більша за нормативне снігове навантаження. Так, у районі III нормативне снігове навантаження дорівнювало  $100 \text{ кгс/м}^2$ , а вага покриття була в 4 – 5 разів більша. Легкі покриття, навпаки, мали власну вагу меншу, ніж нормативне снігове навантаження (у районі III – 30 – 50% від ваги снігу). За районування території за сніговими навантаженнями враховано їх значення, можливі один раз на 10 років. Насправді за триваліший термін існування споруди можливо спостерігати снігові навантаження, що перевищують нормативні значення (що неодноразово відбувалося на практиці). Це перевищення для важких покриттів є незначним і знайдено в межах точності розрахунків та допусків. У той самий час допуски і

### **РОЗДІЛ 3. Статистичне обґрунтування нормативів снігового навантаження на будівельні конструкції**

коефіцієнти перевантаження, які враховано за проектування легких покриттів, виявлено недостатніми, і перевищення нормативних снігових навантажень можуть бути небезпечними.

Істотною перевагою даної редакції норм є більш точний і конкретний облік зносу снігу вітром. Цьому передували експериментальні дослідження, які було проведено в ЦНДІБК В.А. Оставновим та Л.С. Розенбергом [13]. У результаті для плоских покрівель було визначено снігове навантаження для кожного року з урахуванням зносу снігу:

$$S = (1,24 - 0,13v_m)S_3 - q\Pi_2\tau, \quad (3.1)$$

де  $S_3$  – максимальна вага снігу за зиму;  $v_m$  – швидкість вітру за умов снігопаду;  $q$  – середня інтенсивність зносу снігу за добу за умов хуртовин без снігопадів (залежить від швидкості вітру за умов хуртовин);  $\Pi_2$  – повторюваність швидкостей вітру понад 6 м/с за відсутності снігопадів;  $\tau$  – тривалість зносу снігу за період відсутності снігопадів.

Як видно з формули (3.1), явище зносу снігу має чіткий імовірнісний характер і залежить від кількох випадкових чинників, що було враховано розробниками норм. У результаті обґрунтовано, що нормативне навантаження на плоскі та пологосхилі покриття без ліхтарів з ухилами до 12% та криволінійних покриттів при відношенні стріли підйому до прольоту  $f/l < 0,05$ , що проектується в районах із середньою швидкістю вітру за три найбільш холодні місяці  $v \geq 2$  м/с, дозволено знижувати множенням на коефіцієнт  $k = 1,2 - 0,1v$ . Для покриттів з ухилами від 12 до 20% у районах з  $v \geq 4$  м/сек нормативне снігове навантаження дозволено знижувати на 15%. Для будівель шириною до 60 м або висотою понад 20 м коефіцієнт додатково знижено на 10%. Крім того, уточнено сферу дії коефіцієнта  $s$  переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на неутеплені покриття цехів з надлишковими тепловиділеннями. За умов ухилів таких покрівель понад 3% та забезпеченні належного відведення води даний коефіцієнт дозволено знижувати на 20%. Уточнено також схеми снігових навантажень на покриттях складного профілю та парапетних частинах будівель.

#### **3.4. Новий етап нормування снігового навантаження (1980-ті роки)**

Норми СНиП II-6-74, які були в дії 11 років, досить точно регламентували снігові навантаження. Проте було залишено неврахованими особливості відкладення снігу на окремі види покриттів, що викликало численні запити від проектних організацій. У зв'язку з цим ЦНДІБК у 1982р. випустив «Рекомендації щодо визначення снігового навантаження для деяких типів покриттів» (розробник Л.С. Розенберг) як

доповнення до вказаного варіанту норм. У них наведено рекомендації щодо врахування накопичення снігу у коника двосхилої покрівлі, на стрілчастих арках, покриттях циліндричної форми, що провисають. Проте питання проектних організацій до розробників норм (ЦНДІБК) тривали. Одним із найчастіших питань було таке: як будувалися схеми нерівномірного відкладення снігу у перепадах висоти покриттів? Один з авторів норм навантажень О.О. Бать дав наступну відповідь на це питання [14]. За визначення коефіцієнта  $c$  було використано єдину вихідну умову – сумарна кількість нерівномірно відкладеного снігу на покритті має дорівнювати кількості рівномірно випавшого снігу. Частина снігу зноситься вниз з верхнього покриття, сніг також потрапляє на нижнє покриття за іншого напрямку вітру. Тому коефіцієнт  $c$  збільшується в міру збільшення довжин, з яких зноситься та на які наноситься сніг. При цьому враховано експериментально встановлений факт, що нерівномірність спостерігається на нижньому покритті на довжині, що приблизно дорівнює подвійній висоті перепаду. Тому максимальна нерівномірність буде зменшуватися зі збільшенням перепаду, і висота перепаду перебуває у знаменнику. Коефіцієнт  $c$ , що характеризує нерівномірність, обмежено двома умовами:  $c \leq 200h/p_0$  – обмеження фізично враховує повне заповнення перепаду снігом;  $c \leq 4$  для будівель та  $c \leq 6$  для навісів – нерівностями враховано економічні міркування.

У наступні роки у ряді організацій було продовжено вивчення факторів, що впливають на снігове навантаження. Зокрема, виконано натурні спостереження за сніговими відкладеннями на оболонках різного типу у Красноярському краї, Свердловську та Челябінську [15]. Було обґрунтовано висновок, що на оболонках подвійної позитивної кривизни сніг під впливом вітру з верхніх частин оболонок зноситься повністю і відкладається на знижених частинах покриття. Експериментально було виявлено, що на покриттях з багаторядних оболонок у місцях, де сходяться кути чотирьох оболонок, максимальні скупчення снігу досягають п'яти висот снігового покриву землі. Для багаторядних оболонок було запропоновано скоригувати формулу, запропоновану раніше В.О. Отставновим (ЦНДІБК):

$$p_{IV}^n = p_0 c_{IV} = p_0 \left( 1,4e^{-\frac{40x}{a}} + 1,4e^{-\frac{40(a-x)}{a}} + 3,2e^{-\frac{3y}{a}} + 1,6e^{-\frac{40(a-y)}{a}} \right), \quad (3.2)$$

де  $p_0$  – маса снігового покриву на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальної поверхні землі;  $a$  – бічний розмір оболонки у плані;  $x, y$  – поточні координати.

В Уральському регіоні (м. Березники, ВО Уралкалій, V район,  $p_0 = 2 \text{ кН/м}^2$ ) було відмічено випадки руйнування арок з клесної деревини складського приміщення прольотом  $45 \text{ м}$ , висотою  $22,5 \text{ м}$ . При цьому

**РОЗДІЛ 3. Статистичне обґрунтування нормативів снігового навантаження на будівельні конструкції**



а – накопичення снігу в сніговій покрівлі



б – нависання снігу на карнизи покрівлі будинку

**Рис. 3.4. Приклади відкладення снігу на покрівлях будинків**

виявлено, що форма та місце снігового навантаження на такому покритті суттєво відрізняються від норм СНиП II-6-74, в яких такі покриття були відсутні і які рекомендували використовувати схему для склепінного покриття. Запити в Держбуд СРСР і ЦНДІБК результатів не дали, і автори публікації [16] виконали самостійні дослідження цього питання (зазначимо цей рідкісний випадок ініціативи знизу). Було використано снігові дані метеостанції Березники за 27 років – від 1955 р. до 1983 р. Відкладення

снігу на стрілочастих покриттях вивчалися зимою 1977 – 1978 рр. (малосніжною) і 1978 – 1979 рр. (найбільш багатосніжною за всі 27 років). У багатосніжну зиму, коли на землі було  $2,2 \text{ кН/м}^2$ , нагорі покриття було  $3 - 3,5 \text{ м}$  снігу,  $p_{cp} = 7,25 \text{ кН/м}^2$ ,  $p_{max} = 11,25 \text{ кН/м}^2$ , сумарне снігове навантаження  $P = 732 \text{ кН}$ . Конструкції арок у зимові періоди були постійно перевантажені, що стало причиною їх руйнування. Таке відкладення снігу пов'язано з тим, що під впливом вітру сніг відкладається за переламом даху у коніку, причому ближче до цього переламу. Для більш точного врахування цього було запропоновано односторонню трапеційдну схему снігового завантаження таких арок, що не було враховано в наступному виданні норм.

Вивчення снігових навантажень на плоскі покриття виробничих будівель з zenітними ліхтарями було проведено також на покрівлі великого цеху розміром  $168 \times 576 \text{ м}$  з 291 ліхтарем розмірами в плані  $3 \times 6 \text{ м}$ , висотою  $0,4 \text{ м}$  [17]. Спостереження проводилися зимою 1981 – 1982 рр., нормальною за температурним режимом. Снігове навантаження становило  $0,94 - 1,22 \text{ кН/м}^2$ , що відповідало рівню, що досягався 1 раз на 10 років. Це було пов'язано з тим, що зима була несприятливою з великими опадами та низькою швидкістю вітру до  $3 \text{ м/с}$ . Автори – співробітники МІБІ – зробили висновок про те, що zenітні ліхтарі не заносяться снігом і не створюють великих скупчень снігу в міжліхтарному просторі. Знесення снігу з таких покриттів незначно відрізняється від зносу з плоских безліхтарних покриттів, тому снігове навантаження тут може виявитися навіть нижчим значення, нормованого СНиП II-6-74 для безліхтарних покриттів. Однак цей висновок, безумовно корисний, не можна вважати глибоко обґрунтованим, оскільки його було зроблено за спостереженнями за один зимовий сезон.

Активне вивчення навантажень на будівельні конструкції в 70-80-ті роки минулого століття сприяло виходу в 1985 році СНиП 2.02.07-85 «Навантаження та впливи». У цьому варіанті норм, як і у попередньому, було регламентовано шість значень величини  $S_0 = 50 - 250 \text{ кгс/м}^2$ , що відповідало кількості снігових районів на території колишнього СРСР. Більшу частину території було віднесено до III та IV снігових районів, місцевості на південь від  $49^\circ$  або  $50^\circ$  північної широти відповідали I та II сніговим районам (включно Україна), V район в основному був поширений на Уралі, у Західному Сибіру та на Камчатці, а VI сніговий район зустрічався лише на Сахаліні. Снігове навантаження у гірських місцевостях не було унормовано; його слід було встановлювати за метеорологічними даними. Було помітно збільшено нормативні значення  $S_0$  у передгірних районах.

Коефіцієнт перевантаження, для якого було отримано нову назву «коефіцієнт надійності за навантаженням» і нове позначення  $\gamma_f$ ,

### РОЗДІЛ 3. Статистичне обґрунтування нормативів снігового навантаження на будівельні конструкції

залишився, як і раніше, рівним 1,4 для більшості випадків. У розрахунку елементів конструкції покриття, для яких відношення нормативного значення рівномірно розподіленого навантаження від ваги покриття до нормативного значення ваги снігового покриву  $S_0$  було меншим 0,8,  $\gamma_f$  приписано приймати таким, що дорівнює 1,6.

Врахування здування снігу з покриттів знижувальним коефіцієнтом  $k$  було перенесено без змін з попереднього варіанта норм, за винятком того, що для будівель шириною  $b < 90$  м і висотою  $h > 10$  м коефіцієнт  $k$  було додатково знижено множенням на коефіцієнт

$$k_1 = 1 - 0,2 \left( 1 - \frac{b}{90} \right) \left( \frac{h}{10} - 1 \right) > 0,7. \quad (3.3)$$

З урахуванням середніх швидкостей вітру в зимовий період від 2 до 7 м/с значення коефіцієнтів  $k$  і  $k_1$  знаходили у межах від 1,0 до 0,7, причому ці коефіцієнти не можна було враховувати спільно.

Снігове навантаження на покриття будівель класифікували в основному як короткочасне навантаження (навантаження з повним нормативним значенням  $S'' = S_0 \cdot \mu$ ), проте нормами СНиП 2.02.07-85 було передбачено також випадки, коли воно могло бути віднесено до тривалих навантажень. Для цих випадків, які повинні передбачати реологічні процеси в конструкціях, було встановлено спеціальні знижені нормативні значення снігового навантаження, які отримують шляхом множення повних нормативних значень  $S''$  на коефіцієнти 0,3 – для III снігового району; 0,5 – для IV району; 0,6 – для V та VI районів.

Ряд дослідників виявив суттєві недоліки СНиП 2.01.07-85 щодо нормування снігових навантажень [18 – 21].

1. Заниженість розрахункових значень снігового навантаження, що є результатом недосконалості методики їх обґрунтування, внаслідок чого їх перевищують досить часто, в окремих районах кожні 5...10 років. Багато в чому це пов'язано з тим, що методичні підходи до нормування снігових навантажень, доречні для районів із багатосніжними зимами, недостатньо обґрунтовано поширено на райони з нестійким сніговим покривом (до яких належить, наприклад, більша частина України). Тут снігове навантаження має суттєву специфіку, зокрема, воно не може бути описано нормальним законом розподілу, який задовільно оцінює снігове навантаження у континентальних районах Росії. Внаслідок цього в середньому по Україні розрахункові значення снігового навантаження було занижено на 50...60% порівняно із значеннями, необхідними для забезпечення мінімально достатнього рівня надійності несучих конструкцій. Така серйозна невідповідність снігових норм реальності була причиною великої кількості аварій будівельних конструкцій.

2. Надмірно узагальнене районування території колишнього СРСР (6 снігових районів), яке ігнорувало специфіку окремих регіонів країни. Наприклад, на території Росії коефіцієнт варіації річних максимумів снігового навантаження на ґрунті змінюється в межах від 0,20 (Якутія, північні райони Європейської частини) до 1,30 (Кавказький регіон, Далекий Схід, Камчатка, Сахалін). У результаті розрахункові значення снігового навантаження для більшої частини території Росії мають невеликий середній період повторюваності 6 – 10 років для важких покрівель і 13 – 23 роки для легких покрівель. У великій мірі таке становище відносять до території України з різноманітними фізико-географічними особливостями та кліматичними районами, такими як приморські, гірські, степові, лісові та інші місцевості. Внаслідок цього мінливі українські зими формують територіальний розподіл снігового покриву, що суттєво відрізняється від карти районування зі снігового навантаження за СНиП 2.01.07-85. Наведемо тут зауваження Р.І. Кінаша [18], який як курйоз відзначив, що за величиною снігового навантаження Львів (у якому у 1995/96 та 1996/97 роках сніг лежав майже 6 місяців) було віднесено до одного району з Ташкентом та Ашхабадом, а близьку до Львова Вінницю – до району Іркутська та Владивостока. Очевидно, для величезної території СРСР, що складала шосту частину земної суші, таке узагальнене районування з обмеженою кількістю снігових районів можна вважати вимушено виправданим, але недостатньо диференційованим.

3. Відсутність явного зв'язку нормативу снігового навантаження з періодом його повторюваності, що не дає можливості враховувати термін експлуатації будівель, внаслідок чого їх проектують на невизначений термін служби, чим підтримується хибне уявлення: «Будинки мають стояти вічно!».

4. Недоліки у нормуванні тривалої складової снігового навантаження, яку для I та II снігових районів взагалі не регламентують. Такий підхід є нелогічним, оскільки яким би не був характер зміни снігового навантаження в малосніжних районах (до яких відносяться I та II райони), воно все одно буде створювати реологічні явища в конструкціях (нехай незначні та мало впливають на роботу конструкції). Тому для I та II районів повинні також встановлюватись тривалі складові, хоча б з методологічної точки зору.

5. Принципова некоректність врахування диференційованого коефіцієнта надійності  $\gamma_f = 1,4...1,6$  залежно від ваги покрівлі. Беручи до уваги вимушеність такого підходу, слід підкреслити, що цей коефіцієнт залежить тільки від ймовірнісних властивостей снігового навантаження і не пов'язаний з конструкцією і вагою покриття.

З розпадом СРСР перед новими незалежними державами відкрилася можливість відійти від огрубленого радянського снігового нормування та розробити власне, більш диференційоване снігове районування.

Подальший розвиток снігових норм на території СНД реалізувалося у вигляді національних норм окремих держав.

### **3.5. Зміни снігового нормування у форматі СНиП «Навантаження і впливи»**

Частина країн СНД пішла шляхом поступового розвитку норм СНиП. З травня 2003 р. набула чинності зміна №2 до СНиП 2.01.07-85\* «Навантаження і впливи» щодо порядку нормування снігових навантажень. Дещо пізніше цю зміну було включено до проекту нової редакції норм, розробленого ЦНДІБК, та офіційно оформлена у Зводі правил СП 20.13330.2011 «Навантаження і впливи». У ньому запроваджено новий принцип нормування значень ваги снігового покриву землі  $S_g$ , в основу якого покладено найбільші щорічні значення, що перевищуються в середньому один раз за 25 років. Їх визначають за даними декадних маршрутних снігозйомок щодо найбільших запасів води у сніговому покриві на захищених від прямого впливу вітру ділянках місцевості (у лісі під кронами дерев чи на лісових галявинах) у період щонайменше 20 років. При цьому було використано дані для більш ніж 4600 метеорологічних станцій і постів з довжиною ряду 20...45 років, отримані шляхом безпосереднього вимірювання ваги снігового покриву за допомогою вагового снігоміра. Така методика, прийнята в СРСР із середини 40-х років ХХ століття, є досить точною за умов вимірів загальної кількості опадів, що випадають у зимовий час, причому похибка таких вимірів не перевищує в середньому 10%. До даних, які було отримано на відкритій місцевості, вводили поправки на знос снігу вітром, визначені на підставі даних паралельних вимірювань снігового покриву на захищених (лісових) і відкритих (польових) для тих самих метеостанцій і постів. На основі викладених основних положень було розроблено нову карту районування території країни за розрахунковою вагою снігового покриву, на якій нанесено межі 8 снігових районів (замість 7 у попередніх нормах) з районними значеннями в інтервалі 0,80...5,60 кПа [22, 23]. Районні значення помітно збільшено порівняно з відповідними розрахунковими величинами за попередніми нормами. Наприклад, для III району розрахункове значення дорівнює  $S_g = 1,8$  кПа порівняно з попереднім розрахунковим значенням  $S = S_0 \gamma_f = 1,0 \cdot 1,4 = 1,4$  кПа. Зазначимо, що на території країни виділено багатосніжні VII та VIII райони з найбільшими розрахунковими навантаженнями 4,8 та 5,6 кПа. Нова карта снігового районування уточнює та диференціює межі районів, зокрема, на півночі Європейської частини, у Західному Сибіру та Далекому Сході, причому для Сахаліну регламентовано власне регіональне районування за окремою картою. Оскільки окремі території переведено у

вищі снігові райони, але в інших за збереження номерів районів підвищено значення  $S_g$ , легко бачити, що у новому районуванні розрахункові снігові навантаження значно підвищено.

У цій редакції снігових норм використано той самий принцип, який було залучено раніше за нормування снігових навантажень, коли в один район включають території з вагою снігового покриву приблизно на 2/3 більшу і на 1/3 меншу від прийнятих районних значень. Шкала районних значень збудовано з градацією від 0,40 до 0,80 кПа, що покриває можливі відхилення місцевих даних спостережень. Авторами цієї редакції норм встановлено, що для більшості метеорологічних станцій на території країни оцінки перевищуваних у середньому раз на 25 років значень ваги снігового покриву, прогнозовані з допомогою розподілу Гумбеля, виявилися вищими, ніж із використанням інших типів розподілів. Ці оцінки нерідко перевищують максимальні значення ваги снігу, що спостерігаються, що забезпечує, на думку авторів розробки, достатню надійність за проектування будівельних конструкцій.

У Зводі правил СП 20.13330.2011 «Навантаження та впливи» визначено як базову величину нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття:

$$S_0 = 0,7c_e c_i \mu S_g. \quad (3.4)$$

де  $S_g$  – вага снігового покриву на 1 м<sup>2</sup> горизонтальної поверхні землі, порядок визначення якого описано вище;  $c_e$  – коефіцієнт, що характеризує можливий знос снігу з покриттів будівель за дією вітру або інших факторів (раніше позначено як  $k$  і  $k_1$ );  $c_i$  – коефіцієнт зниження снігового навантаження внаслідок впливу температури (раніше не мав спеціального позначення);  $\mu$  – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття.

Нормативне значення снігового навантаження використовують у розрахунках будівельних конструкцій за 2-ою групою граничних станів, і також для визначення коефіцієнтів  $\mu$  для покриттів з перепадами висот. Для переходу до розрахункового значення снігового навантаження використовують коефіцієнт надійності  $\gamma_f = 1,4$ .

Як і в СНиП 2.01.07-85, сфера дії введеного в явному вигляді коефіцієнта зносу снігу  $c_e$  поширено на пологі (з ухилами до 12 % і  $f/l \leq 0,05$ ) покриття однопрольотних і багатопрольотних будівель без ліхтарів, що проектують в районах з середньою швидкістю вітру за три найхолодніші місяці  $V \geq 2$  м/с. Формулу визначення цього коефіцієнта дещо змінено

$$c_e = (1,2 - 0,1V\sqrt{k})(0,8 - 0,002b), \quad (3.5)$$

### РОЗДІЛ 3. Статистичне обґрунтування нормативів снігового навантаження на будівельні конструкції

де  $k$  – коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску за висотою;  $b$  – ширина покриття, що приймається не більше 100 м.

Аналогічно СНиП 2.01.07-85 для покриттів з ухилами від 12 до 20% однопрольотних та багатопрольотних будівель без ліхтарів, що проєктуються в районах з  $v \geq 4$  м/с, введено понижувальний коефіцієнт  $c_e = 0,85$ . При цьому середню швидкість вітру враховують за три найхолодніші місяці.

Додатково введено коефіцієнт  $c_e$  для сферичних та конічних покриттів будівель на круглomu плані. За умови врахування рівномірно розподіленого снігового навантаження встановлено такі значення цього коефіцієнта залежно від діаметра  $d$  основи бані:

$$\begin{aligned} c_e &= 0,85 \text{ при } d \leq 60 \text{ м}; \quad c_e = 1,0 \text{ при } d > 100 \text{ м}; \\ c_e &= 0,85 + 0,00375(d - 60) - \text{у проміжних випадках.} \end{aligned} \quad (3.6)$$

Обмеження застосування понижувального коефіцієнта  $c_e$  залишено колишніми.

У вказаному Зводі правил вперше визначено можливість використання термічного коефіцієнта  $c_t < 1$  для врахування зниження снігових навантажень на покриття з високим коефіцієнтом теплопередачі ( $>1$  Вт/(м<sup>2</sup>°С), залишаючи його обґрунтування розробникам спеціальних рекомендацій. У той же час аналогічно попереднім виданням СНиП коефіцієнт  $c_t$  прийнято таким, що дорівнює 0,8 для неутеплених покриттів цехів з підвищеними тепловиділеннями за умови забезпечення відведення талої води з покрівлі з ухилом понад 3%.

На відміну від попереднього варіанта норм, знижене нормативне значення снігового навантаження визначено незалежно від снігового району множенням повного нормативного значення на коефіцієнт 0,7, за винятком районів із середньою температурою січня вищої мінус 5°С.

Незважаючи на значне підвищення розрахункових значень снігових навантажень у розглянутому варіанті норм, з'явилися окремі критичні зауваження до методики снігового нормування в Росії. Зокрема, В.І. Малий (ЦНДІ Проектстальконструкція) [24] піддав жорсткій критиці основний критерій цього нормування – використання 25-річного періоду повторення щорічного максимуму для обґрунтування розрахункових значень снігового навантаження. В обґрунтування цього наводилися дані, що в Московському регіоні за 100 років спостережень снігове навантаження досягало 2,1 кПа, що переважало 1,8 кПа за СП 20.13330.2011 «Навантаження та впливи». Автор критичного відгуку також залучив відому схему незалежних випробувань, щоб показати високу ймовірність перевищення розрахункового значення 1,8 кПа за термін 100 років. З огляду на це, а також беручи в якості прикладу Єврокод, в якому

використано додатковий коефіцієнт надійності 1,5, вноситься пропозиція підвищити розрахункове снігове навантаження до 3,0 кПа для Московського регіону. Із цим категорично не згодні розробники норм із ЦНДІБК [22, 23]. З ними можна в принципі погодитись, оскільки нормативи навантажень слід розглядати не ізольовано для окремих навантажень, а у складі загальної оцінки надійності конструкцій [25]. В.І. Малий також критикує принцип районування ваги снігового покриву, коли з метою уніфікації в райони об'єднуються пункти зі значеннями, що фактично спостерігалися, які відрізняються від районних як у більшу, так і в меншу сторону.

У ряді публікацій зазначається, що районування території країни за розрахунковими сніговими навантаженнями, як і раніше, не враховує повною мірою мінливість снігового навантаження в просторі. Наприклад, значення  $S_g$  в Москві, Санкт-Петербурзі, Рошино (60 км від Санкт-Петербурга), розташованих у третьому сніговому районі, мають періоди повторюваності  $T$  їх перевищення вагою снігу, які змінюються від 8 до 149 років. На думку І.В. Ледовського [26], на підставі аналізу щорічних максимумів ваги снігу та їх опису розподілом Гумбеля неможливо отримати розподіл ймовірностей ваги снігу на ґрунті в будь-яку з декад періоду снігонакопичення. З огляду на це І.В. Ледовської пропонує наступний альтернативний підхід до нормування снігового навантаження. За дослідими даними, отриманими не менш ніж за 10 зим, визначають: число  $r$  декад стійкого снігового покриву, величину детермінованого компонента навантаження  $d_i$  (оцінку її математичного очікування) та вибірковий стандарт декадних прирощень снігового навантаження  $\sigma_x(t)$ . Розрахункове значення снігового навантаження на ґрунт рекомендовано приймати таким, що дорівнює:

$$S_g^* = q^*(25), \quad (3.7)$$

де  $q^*(25)$  – рівень, який перевищує вага снігу в середньому один раз за 25 років, він є коренем рівняння:

$$\prod_{t=1}^r \Phi \left( \frac{q^*(25) - d_i}{\sigma_x(t)} \right) = 1 - 1/T = 0,96. \quad (3.8)$$

Зірочки (\*) вказують, що значення  $q^*(T)$  обчислюють в конкретній географічній точці за пропонованою методикою, їх перевищує вага снігу в середньому один раз за  $T$  зим.

Розрахункові снігові навантаження, які визначено за цією альтернативною методикою, дещо більше відповідних значень за СНиП на

14% для Москви, на 5% для Рошино і менше на 9% для Санкт-Петербурга. Ця пропозиція не знайшла підтримки фахівців і не увійшла до норм.

### **3.6. Особливості снігового нормування у вітчизняних нормах ДБН В.1.2–2006 «Навантаження і впливи»**

Українські фахівці, на відміну від російських розробників норм, підготували Державні норми України ДБН В.1.2–2006 «Навантаження і впливи», які концептуально відрізняються від СНиП у частині снігових навантажень. Розробці та виходу цих норм передували багаторічні роботи українських дослідників, у тому числі А.В. Перельмутера і М.О. Мікітаренка (ВАТ УкрНДІПроектстальконструкція імені В.М. Шимановського), В.А. Пашинського та С.Ф. Пічугіна (Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка), Р.І. Кінаша (ДУ «Львівська Політехніка») та ін. [18 – 21].

Було суттєво розвинене ймовірнісне представлення навантажень, включно снігових навантажень на будівельні конструкції. Розроблено такі математичні моделі, як випадкові процеси, абсолютні максимуми випадкових процесів, схема незалежних випробувань, дискретне представлення, екстремуми, корелована випадкова послідовність перевантажень [27]. Це дозволило вперше обґрунтувати для снігового навантаження ймовірнісну модель у вигляді квазістаціонарного диференційованого випадкового процесу зі стаціонарною частотною структурою і річним сезонним трендом математичного очікування та стандарту [28]. Для снігового навантаження України, що має нестабільний характер, було успішно застосовано порівняно маловідомий двомодальний розподіл, названий «поліномо-експоненційним»:

$$f(\gamma) = \exp(C_0 + C_1\gamma + C_2\gamma^2 + C_3\gamma^3), \quad (3.9)$$

де  $\gamma = (x - \bar{x})/\hat{x}$  – нормоване відхилення навантаження від його математичного очікування  $\bar{x}$ ;  $\hat{x}$  – стандарт (середньоквадратичне відхилення).

Статистичні характеристики зазначеної ймовірнісної моделі було обчислено за даними понад ста метеостанцій України. В узагальненому вигляді ці характеристики наведено в публікаціях [19, 29].

Завдяки достатній інформаційній забезпеченості ймовірнісну модель квазістаціонарного випадкового процесу було успішно застосовано для нормування снігового навантаження в ДБН. Для цього було використано результати снігозйомок, виконаних на 222 метеостанціях та постах України протягом 1950...1990 років з тривалістю кліматичних рядів від 21 до 35 років. Загалом для нормування снігового навантаження України було

використано представницьку вибірку обсягом понад 100 тисяч результатів снігозйомок.

У нормах ДБН снігове навантаження розглянуто як змінне повторне навантаження з трьома розрахунковими значеннями: граничним  $S_m$ , експлуатаційним  $S_e$  та квазіпостійним  $S_p$ :

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C; S_e = \gamma_{fe} S_0 C; S_p = (0,4 S_0 - 160) C, \quad (3.10)$$

де  $S_0$  – характеристичне значення снігового навантаження, яке дорівнює вазі снігового покриву на  $1 \text{ м}^2$  поверхні землі, що може перевищуватися в середньому один раз на 50 років (аналогічно до Єврокоду), приймається за картою територіального районування України;  $\gamma_{fm}$  і  $\gamma_{fe}$  – відповідно коефіцієнт надійності за граничним та експлуатаційним розрахунковими значеннями.

Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням  $\gamma_{fm}$  представлено в табличній формі в діапазоні 0,24 – 1,44 залежно від заданого періоду повторюваності снігового навантаження  $T = 1 - 500$  років. Коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням  $\gamma_{fe}$  представлено в табличній формі в діапазоні 0,88 – 0,10 залежно від частки  $\eta = 0,002 - 0,1$  встановленого терміну експлуатації конструкції, протягом якого це значення може бути перевищено. За обґрунтування квазіпостійного розрахункового значення снігового навантаження за основу було прийнято явище повзучості бетону під навантаженням як найбільш поширеного реологічного ефекту, що враховують в розрахунках будівельних конструкцій [30]. Значення коефіцієнтів та розрахункових значень снігового навантаження у формулі (3.10) мають статистичне обґрунтування [19].

Особливості конкретного покриття враховано коефіцієнтом, що визначається за виразом:

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt}, \quad (3.11)$$

де  $\mu$  – коефіцієнт, що враховує профіль покриття, який прийнято в основному за рекомендаціями СНиП, але розширено із залученням даних Єврокоду;  $C_e$  – коефіцієнт, яким враховано аналогічно СНиП режим експлуатації покрівлі;  $C_{alt}$  – коефіцієнт географічної висоти  $H$ , який прийнято у формі  $1,4H + 0,3$  за умови  $H \geq 0,5$  км.

Узагальнені статистичні дані свідчили про значну територіальну мінливість снігового навантаження, що суттєво відрізняється від його нормування за СНиП, згідно з якими практично всю територію України

### **РОЗДІЛ 3. Статистичне обґрунтування нормативів снігового навантаження на будівельні конструкції**

було віднесено до найменш снігових I ( $s_0 = 0,5$  кПа) та II ( $s_0 = 0,7$  кПа) снігових районів. Експериментально обґрунтовані розрахункові значення снігового навантаження, що відповідають базовому середньому періоду повторюваності  $T = 50$  років, призначено від 0,76 кПа для Херсонської області та АР Крим до 1,79 кПа у північно-східних регіонах України. Привертають увагу досить високі значення (1,20...1,80 кПа) снігового навантаження, які зареєстровано на деяких південних метеостанціях. Аналіз дослідних даних, крім того, підтвердив, що в Україні бувають особливо багатосніжні зими, наприклад, у 1963 – 1964 рр., 1966 – 1967 рр. та 1986 – 1987 роках. В окремих пунктах при цьому найбільша вага снігового покриву перевищувала 2,0 кПа, яка, проте, не випадала із загальної сукупності річних максимумів.

Територіальне районування України за характеристичними значеннями ваги снігового покриву було виконано за методикою, розробленою В.А. Пашинським [19]. Було використано ймовірнісну модель нестационарного нормального випадкового поля, ординатами якого були значення навантажень окремих метеостанцій, розташованих на відстанях 30...60 км. Процедура згладжування дозволила отримати плавну поверхню математичного очікування снігового навантаження, вільну від випадкових флуктуацій даних окремих метеостанцій. Районні значення розрахункового снігового навантаження встановили так, щоб надмірні запаси територіального районування були мінімальними. У результаті на території України було виділено шість територіальних районів із розрахунковими характеристичними значеннями від 0,8 до 1,8 кПа (рис. 3.5). Було виявлено, що фактичні розрахункові навантаження перевищують районні не більше ніж на 12% для 21% метеостанцій. При цьому внаслідок необхідного узагальнення значення  $S_0$  збільшено у середньому на 16,4%, воно в окремих випадках перевищують фактичні навантаження на 50%.

Слід наголосити, що включені в ДБН граничні розрахункові значення снігового навантаження в більшості випадків перевищують відповідні значення, які встановлено СНиП. З одного боку, це призводить до збільшення поперечних перерізів та матеріаломісткості несучих конструкцій покриттів, проте з іншого – до підвищення рівня їх надійності. При цьому помітне збільшення розрахункових значень снігового навантаження призводить до меншого зростання матеріаломісткості. Приміром, за умов  $T = 50$  років розрахункові значення снігового навантаження у середньому зростають на 58%, а маса сталевих ферм під легку покрівлю – лише на 22% [19].



Даючи загальну оцінку українським нормам ДБН В.1.2–2006 «Навантаження та впливи» в частині снігового навантаження слід наголосити, що їх складено на сучасній методичній основі, наближено до європейських норм Єврокод, засновано на представницькому статистичному матеріалі та більш диференційовано. Вони мають наукове імовірнісне обґрунтування, глибше розроблене, ніж у нормах минулих років.

### **3.7. Продовження досліджень снігового навантаження**

У наступні роки в Україні тривали ймовірнісні дослідження снігового навантаження, практичними результатами яких були рекомендації щодо вдосконалення норм проектування.

Альтернативний метод районування снігових навантажень на території України розроблено під керівництвом Р.І. Кінаша в ДУ «Львівська Політехніка» за даними вимірювань снігового покриву на 1144 метеостанціях та постах [18]. Розглянуто снігове територіальне районування за однією змінною (вагою снігового покриву), що залежить від часу, яка називається скалярною характеристикою. Автори розробки критично ставляться до традиційного поділу територій на зони, описаному вище, коли розрахункове навантаження змінюють під час переходу через кордон району. Можна погодитися з ними в тому, що при цьому ідентичні сусідні споруди, розділені лише межею району, формально будуть мати різні рівні надійності.

В якості альтернативи традиційній практиці районування Р.І. Кінаш запропонував підхід, вільний від суб'єктивних оцінок дослідника. За цією умовою було поставлено завдання проведення такого районування, щоб до одного району включали не статистичні характеристики навантажень, а самі навантаження в повному обсязі, без припущень та «підгону». Очевидно, що в межах одного району дані спостережень усіх метеостанцій мають належати до однієї генеральної сукупності. Для перевірки цієї умови було використано непараметричний статистичний критерій Вілкоксону. За цим критерієм для кожного пункту спостережень (ПС) проводили перевірку на приналежність до генеральної сукупності попарно з кожним іншим ПС на території, що районується. Результати цієї перевірки подають у формі матриці приналежності. Аналіз матриці дозволяє виділити групи (райони), всередині яких суворо виконується умова попарної еквівалентності всіх елементів ПС між собою, і відповісти на питання про можливість обґрунтованого районування території, що розглядається. Автори викладеної методики відповіли на це питання негативно та вважають проведення чітких кордонів снігових районів на території України недоцільним і навіть шкідливим. Автор цієї книги не поділяє цю спірну думку.

Проте робота львівських авторів дала результати, корисні для практики та подальших досліджень снігових навантажень.

1. Побудовано карти України з ізолініями розрахункових снігових навантажень різного періоду повторюваності. Ці карти суттєво відрізняються від карти снігового районування з ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливу», складеної для того ж періоду повторюваності навантаження 50 років. Автори розробки не претендують тут на районування України зі снігового навантаження, а використовують побудову ізоліній для порівняння даних по відкритим та захищеним майданчикам. Принагідно висловлюється думка, що за використання значення снігового навантаження, що дорівнює 1,5 кПа без коефіцієнта надійності практично по всій території України, надійність конструкцій забезпечено та їх руйнування виключено. Звісно ж, що цей висновок недостатньо обґрунтований.

2. Складено таблиці значень снігового навантаження для всіх пунктів спостережень України [18], виняткові за своєю повнотою. Ці дані дуже корисні для поглиблених розрахунків конструкцій та оцінок їх надійності. Автор цієї книги неодноразово використовував ці дані у своїх роботах.

Було розроблено пропозиції щодо більш детального снігового районування гірського Карпатського регіону (у межах Закарпатської області) із запровадженням додаткових 5 районів (з 7-го по 11-й) з характеристичними сніговими навантаженнями в інтервалі 2,2...3,0 кПа [31].

Продовжувала ймовірнісні дослідження снігових навантажень наукова школа надійності будівельних конструкцій Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка [35]. Було проведено натурні експериментальні дослідження відкладень снігу на покриттях з перепадами висот [32]. Дослідження було здійснено протягом зимових періодів 2007 – 2008 рр., 2008 – 2009 рр. та 2009 – 2010 рр. Найбільш показовими були результати січня-лютого 2010 р., коли було зафіксовано найбільшу за останні 25 років висоту снігового покриву на землі в Полтаві – до 40 см. Вимірювання виконували на покриттях 4 навчальних корпусів ПолтНТУ з покрівлями плоского типу (ухил до 20°) з одним перепадом висот, всього було виконано більше ніж 1 тис. вимірів. Програма натурного експерименту включала снігомірні зйомки на покрівлях з подальшою фотофіксацією скупчень снігу та паралельною статистичною обробкою даних щодо температури повітря, швидкості та напрямку вітру в цей же час. Паралельно з вимірами на покрівлях виконували снігозйомки на поверхні землі у захищених від вітру місцях, вільних від трав'яного покриву. Як показав натурний експеримент, фактичний розподіл снігу не повністю відповідав розрахунковим схемам за

### РОЗДІЛ 3. Статистичне обґрунтування нормативів снігового навантаження на будівельні конструкції

ДБН, які завищують рівень снігових відкладень у перепадів висот і занижують снігове навантаження в зоні за сніговим мішком.

Як основу для ймовірнісного аналізу навантаження від снігового мішка  $M_{prob}$  у місці перепаду висот покриття було використано розгорнуту формулу виду

$$M_{prob} = h\tilde{s}(2 + 0,15p\tilde{v}W - 0,39pW), \quad (3.12)$$

де  $p = (l_1 + l_2)/2h - 1$  – показник, що залежить від геометричних розмірів та прольотів, що примикають до перепаду, та величини  $h$  перепаду висоти покриття;  $s$  – снігове навантаження на ґрунт;  $v$  – швидкість вітру, зареєстрована за зиму, починаючи з 4 м/с і більше;  $W$  – повторюваність зазначених вітрів, отримана обробкою метеоданих, що приймається як детермінована величина.

Як видно з формули (3.12), найбільш істотними випадковими параметрами навантаження снігового мішка є снігове навантаження на поверхні землі  $s$  і швидкість вітру  $v$ . Інші фактори не було враховано, оскільки вони могли суттєво ускладнити модель, за умов забезпечення лише незначного зниження кількості снігу у місцях перепадів висот.

У зв'язку з тим, що утворення снігових мішків є подією, що залежить від двох випадкових факторів, ймовірність їх максимумів повинна бути меншою імовірностей максимумів окремих навантажень, що формують мішки (снігового, вітрового). Тому є можливість обґрунтувати понижувальний коефіцієнт сполучення, що враховує цю ймовірнісну особливість накопичень снігу у перепадів висот, у вигляді  $\gamma_{sb} = M_{prob}/M_{DBN}$ , де  $M_{DBN}$  – вага снігового мішка, яку визначено за рекомендаціями ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи». Проведені розрахунки показали, що коефіцієнти сполучення снігових мішків на території України перебувають у порівняно вузькому проміжку значень  $\gamma_{sb} = 0,64 \dots 0,86$ . З метою узагальнення, у першому наближенні, рекомендовано прийняти на всій території України  $\gamma_{sb} = 0,80$ . За використання апроксимації методом найменших квадратів, отримано наступні вирази скоригованих параметрів снігового мішка:

$$\mu_{sb} = \mu(\gamma_{sb} + 0,05); \mu_{1sb} = \frac{\mu_1}{\gamma_{sb} + 0,05}; b_{sb} = b(0,2\gamma_{sb} + 0,77), \quad (3.13)$$

де  $\mu$ ,  $\mu_1$  і  $b$  – параметри снігового мішка за ДБН.

На основі проведених в ПолтНТУ досліджень [33] було встановлено залежність коефіцієнта режиму експлуатації покриття  $C_e$  від його

термічного опору  $R$  та характеристичного значення снігового навантаження  $S_0$ , яку відображено досить простою аналітичною формулою, що дозволяє диференціювати значення  $C_e$  залежно від вказаних параметрів:

$$C_e = 1 - 0,00022S_0 \times \exp(-0,6R). \quad (3.14)$$

Розрахунки, які було виконано 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<sup>2</sup>·°С)/Вт коефіцієнт  $C_e$  є меншим, ніж рекомендоване діючими нормами значення 0,8. Найбільший вплив коефіцієнт режиму експлуатації має у розрахунку легких неутеплених покриттів, власна вага яких є значно меншою від величини снігового навантаження. Застосування уточненого значення  $C_e$  може забезпечити зменшення витрат сталі на кроквяні конструкції від 5 до 30%.

В 2010 – 2013 рр. у ПолтНТУ було проведено дослідження снігового навантаження на холодні покрівлі промислових і сільськогосподарських будівель [34]. Снігове навантаження на холодні покрівлі з додатними внутрішніми температурами відрізняється тим, що за рахунок швидкого танення сніговий покрив не накопичується протягом зими. Це вимагає окремого дослідження й нормування снігового навантаження на холодні покрівлі таких будівель з урахуванням дії лише одного найбільшого можливого снігопаду. Було виявлено процес формування снігового покриву на спеціально розробленій моделі холодної скляної покрівлі з контрольованою внутрішньою температурою повітря. Особливу увагу було приділено збиранню та статистичному аналізу даних снігомірних зйомок і особливо небезпечних снігопадів. Було виявлено, що середньорічна кількість снігопадів зростає з 4 на території Криму до 12 на північному сході України. Середнє значення навантаження від одного снігопаду знаходиться в інтервалі від 90 Па до 140 Па. У результаті було розроблено окрему карту територіального районування України, що містить три райони з характеристичними значеннями снігового навантаження на холодні покрівлі 250, 300 і 350 Па за умов базового періоду повторюваності 10 років. Осереднену за всюєю територією України залежність коефіцієнта надійності за граничним розрахунковим значенням від періоду повторюваності виражено логарифмічною функцією

$$\gamma_f = 0,1 + 0,9 \log(T), \quad (3.15)$$

де  $\log(T)$  – десятковий логарифм періоду повторюваності (у роках).

### **РОЗДІЛ 3. Статистичне обґрунтування нормативів снігового навантаження на будівельні конструкції**

---

За результатами досліджень підготовлено пропозиції до норм проектування щодо встановлення розрахункових значень снігового навантаження на холодні покрівлі сільськогосподарських і виробничих будівель з додатними внутрішніми температурами повітря, гармонізовані з чинними нормативними документами системи забезпечення надійності будівель і споруд.

В якості висновків за розділом відмітимо, що протягом останніх вісімдесяти років вітчизняні норми проектування будівельних конструкцій щодо нормування снігових навантажень зазнали значних змін і розширили свої статистичні основи. Отримано нове територіальне снігове районування, збільшено кількість снігових районів, особливо на території України. Обґрунтовано нову шкалу нормативних (характеристичних) та розрахункових значень снігового навантаження на основі збільшеного періоду повторюваності. Розроблено та включено до норм імовірнісне врахування вітрового зносу снігу з покриттів, отримало статистичне обґрунтування квазіпостійне значення снігового навантаження. Відзначено високий науковий рівень вітчизняних норм ДБН В.1.2-2006 «Навантаження та впливи», які мають сучасний статистичний базис, асоціюються з нормами Єврокод та забезпечують необхідний рівень надійності будівельних конструкцій. Виділено нові наукові результати, які можуть бути включені до наступних видань норм снігового навантаження.

Матеріал даного розділу опубліковано в статтях [36, 37].

#### **Література до розділу 3**

1. Николаев А.Ф. Снеговые нагрузки на здания / А.Ф. Николаев // Строитель. – 1935. – №8 (10). – С. 18 – 26.
2. Стрелецкий Н.С. Об исчислении запасов прочности сооружений / Н.С. Стрелецкий // Труды Моск. инж.-строит. ин-та. – 1938. – №1. – С. 4 – 32.
3. Стрелецкий Н.С. Основы статистического учета коэффициента запаса прочности. – М.: Стройиздат, 1947. – 94 с.
4. Абовский В.П. Нерешенные вопросы проектирования промышленных зданий с интенсивными снегопадами / В.П. Абовский, А.М. Вексман, В.М. Волков, Г.В. Матысек // Строительная промышленность. – 1954. – №11. – С. 30 – 31.
5. Кан-Хут Э.Д. Вопросы уточнения снеговых нагрузок / Э.Д. Кан-Хут // Строительная промышленность. – 1954. – №12. – С. 22 – 23.
6. Кораблинов А.М. Уроки аварий двух покрытий / А.М. Кораблинов, Л.С. Краузе // Строительная промышленность. – 1957. – №7. – С. 18 – 21.

7. Гольденблат И.И. О снеговых нагрузках по строительным нормам и правилам / И.И. Гольденблат, В.Г. Корнев, А.М. Сизов // *Строительная промышленность*. – 1956. – №6. – С. 25 – 28.
8. Отставнов В.А. О снеговых нагрузках на покрытия зданий / В.А. Отставнов // *Промышленное строительство*. – 1960. – №1. – С. 58 – 61.
9. Клепиков Л.В. Определение нагрузок при расчете строительных конструкций / Л.В. Клепиков, В.А. Отставнов // *Строительная механика и расчет сооружений*. – 1962. – №5. – С. 39 – 45.
10. Бессонов В.С. Экспериментальные работы по предотвращению чрезмерных накоплений снега на кровлях промышленных зданий в районах с сильными ветрами / В.С. Бессонов // *Известия вузов. Строительство и архитектура*. – 1964. – №11. – С. 60 – 63.
11. Хромец Ю.Н. Способы борьбы с избыточными снегоотложениями на покрытиях зданий / Ю.Н. Хромец, Р.А. Солодовников // *Промышленное строительство*. – 1971. – №5. – С. 28 – 30.
12. Дривинг А.Я. О коэффициенте перегрузки снеговой нагрузки на легкие покрытия / А.Я. Дривинг // *Нагрузки и надежность строительных конструкций*: Тр. ЦНИИСК, вып. 21. – М., 1973. – С. 53 – 57.
13. Отставнов В.А. Возможности снижения снеговых нагрузок на плоские покрытия / В.А. Отставнов, Л.С. Розенберг // *Промышленное строительство*. – 1966. – №12. – С. 28 – 32.
14. Бать А.А. Комментарии к главе СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия» / А.А. Бать // *Промышленное строительство*. – 1977. – № 5. – С. 42 – 44.
15. Жукова Н.К. Результаты натурных наблюдений за снеговыми нагрузками на пространственные конструкции покрытий / Н.К. Жукова // *Известия вузов. Строительство и архитектура*. – 1979. – №9. – С. 40 – 46.
16. Неверов И.А. Снеговые нагрузки на арочное покрытие стрельчатого очертания / И.А. Неверов, С.М. Захарченко, В.З. Клименко // *Промышленное строительство*. – 1984. – №7. – С. 15 – 17.
17. Кошутин Б.Н. О возможности снижения расчетных нагрузок на плоские покрытия производственных зданий с зенитными фонарями / Б.Н. Кошутин, Б.П. Строкатов // *Промышленное строительство*. – 1984. – №5. – С. 33 – 34.
18. Кінаш Р.І. Снігове навантаження в Україні / Р.І. Кінаш, О.М. Бурнаєв. – Львів: Вид-во науково-техн. літ., 1997. – 848 с.
19. Пашинський В.А. Атмосферні навантаження на будівельні конструкції для території України / В.А. Пашинський. – К., 1999. – 185 с.
20. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / В.Н. Гордеев, А.И. Лантух-Лященко, В.А. Пашинский, А.В. Перельмутер, С.Ф. Пичугин. Под общей ред. А.В. Перельмутера. – М.: Изд-во АСВ, 2008. – 482 с.

**РОЗДІЛ 3. Статистичне обґрунтування нормативів снігового навантаження на будівельні конструкції**

---

21. Пичугин С.Ф. Снеговые и гололедные нагрузки на строительные конструкции / С.Ф. Пичугин, А.В. Махинько. – Полтава: ООО «АСМИ», 2012. – 460 с.

22. Назаров Ю.П. Региональное нормирование снеговых нагрузок в России / Ю.П. Назаров, И.В. Лебедева, Н.А. Попов // Стр. механика и расчет сооружений, – 2006. – №3. – С. 71 – 77.

23. Otstavnov V.A. The New Map of Ground Snow Loads for Russian Building Code / V.A. Otstavnov, I.V. Lebedeva // Proc. of V International Conference on Snow Engineering. – Davos, Switzerland, 2004. – P. 157 – 160.

24. Малый В.И. Об особом отношении к снеговой нагрузке в российских нормах / В.И. Малый // Промышленное и гражданское строительство. – 2011. – №8. – С. 42 – 45.

25. Пичугін С.Ф. Розрахунок надійності будівельних конструкцій: монографія / С.Ф. Пичугін. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2016. – 520 с.

26. Ледовской И.В. Анализ случайного процесса накопления снега на грунте / И.В. Ледовской // Вестник гражданских инженеров. – 2005. – №3 (4). – С. 29 – 35.

27. Пичугин С.Ф. Вероятностное представление нагрузок на строительные конструкции / С.Ф. Пичугин // Известия вузов. Строительство. – 1995. – № 4. – С. 12 – 18.

28. Пичугин С.Ф. О возможности представления снеговой нагрузки в виде стационарного случайного процесса / С.Ф. Пичугин, В.А. Пашинский // Вопросы надежности железобетонных конструкций. – Куйбышев, 1999. – С. 26 – 29.

29. Pichugin S. Probabilistic Description of Ground Snow Loads for Ukraine / S. Pichugin // Snow Engineering. Recent Advanced and Developments. – A.A. Balkema, Rotterdam, 2000. – P. 251 – 256.

30. Пашинський В.А. Квазіпостійні розрахункові значення навантажень на будівельні конструкції / В.А. Пашинський // Коммунальное хозяйство городов: Научно-технический сборник. – Вып. 18. – К.: Техника. – 1999. – С. 78 – 81.

31. Кінаш Р.І. Районування території Закарпатської області за максимальною висотою снігового покриву / Р.І. Кінаш, Я.С. Гук // Современные конструкции из металла и древесины. Сб. научн. тр. Часть 3. – ОГАСА: Одесса, ООО «Внешрекламсервис», 2011. – С. 63 – 68.

32. Pichugin S. Snow Load Investigation for Buildings of Different Heights / S. Pichugin, Y. Dryzhyruk. // Recent Advances in Research on Environmental Effects on Buildings and People. Ed. by A. Flaga and T. Lipecki. – PAWE, Cracow, Poland, 2010. – P. 279 – 286.

33. Пичугін С.Ф. Вплив тепловтрат через дахи на величину снігового навантаження / С.Ф. Пичугін, І.В. Молька, Ю.В. Дрижирук // Зб. наук. праць (галуз. машинобудування, будівництво) / Полт. нац. техн. ун-т

ім. Юрія Кондратюка. – Вип. 2 (30). – Полтава: ПолтНТУ, 2011. – С. 113 – 117.

34. Пічугін С.Ф. Імовірнісна модель послідовності снігопадів для нормування снігового навантаження на холодні покрівлі / С.Ф. Пічугін, Н.М. Попович // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць. Вип. 24. – Рівне: НУВГП, 2012. – С. 377 –384.

35. Pichugin S.F. The features of snow loads on building roofs / S.F. Pichugin, Yu.V. Dryzhyruk, N.M. Popovich, I.V. Chernetska // Technical Transactions, iss. 12. Civil Engineering, iss.2 - B/2015. – Politechnika Kracowska: Krakow, Poland, 2015 – P. 441 – 449. DOI: 10.4467/2353737XCT.15.149.4186.

36. Pichugin Sergii. Probabilistic basis development of standartization of snow loads on building structures // Зб. наук. праць (галуз. машинобудування, будівництво) / Нац. ун-т «Полтавська політехніка ім. Юрія Кондратюка». – Вип. 2 (55). – Полтава: НУ ПП, 2020. – С. 5 – 14. <https://doi.org/10.26906/znp.2020.55.2335>.

37. Пичугин С.Ф. Статистическое обоснование нормативов снеговой нагрузки на строительные конструкции // Сучасні будівельні конструкції з металу і деревини: Збірник наукових праць. Випуск №25. – Одеса: ОДАБА, 2021. – С. 103 – 118. doi:10.31650/2707-3068-2021-25-103-118.

## **РОЗДІЛ 4 БАГАТОРІЧНИЙ ДОСВІД НОРМУВАННЯ СЕРЕДНЬОЇ СКЛАДОВОЇ ВІТРОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ НА БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ**

*Нікого так я не люблю,  
Як вітра вітровіння,  
Його шляхи, його боління  
І землю, землю свою.*

**Павло Тичина**

### **Вступ**

Забезпечення надійності та безаварійності будівель та споруд великою мірою залежить від правильного розуміння природи та кількісного опису і нормування навантажень на будівельні конструкції, включно вітрових навантажень. Ці навантаження на споруди мають складну фізичну природу та мінливий характер, вони вимагають знань термодинамічних процесів в атмосфері, фізичних властивостей вітрових впливів, методики метеорологічних спостережень та кліматологічного опису місцевості, мінливості вітрових навантажень, характеру обдування вітром конструкцій і споруд. Вказані особливості певною мірою відбиваються у розділах норм проектування будівельних конструкцій, що містять нормативи вітрового навантаження. Основні параметри норм вітрового навантаження мають ймовірнісну природу і вимагають для свого обґрунтування застосування статистичних методів. Ці методи постійно змінювали та розвивали разом з регулярним переглядом норм будівельного проектування. Аналіз еволюції вітчизняних норм вітрового навантаження разом з їх статистичним обґрунтуванням є актуальним завданням.

Регулярні вітрові спостереження проводять з кінця XIX століття. У 30-ті роки їх результати послужили основою складання першого нормативного документа з вітрового навантаження та перших публікацій з цієї проблеми [1 – 4]. Цей процес активізувався підготовкою до переходу розрахунків конструкцій на методику граничних станів [5, 6]. У наступні роки разом із регулярним переглядом норм навантажень та впливів на конструкції удосконалювали нормування вітрового навантаження. Еволюцію вітрових норм висвітлено в публікаціях провідних науково-технічних журналів, в оглядах розвитку вітрових норм, опублікованих як розділи монографій та дисертацій, присвячених навантаженням на будівлі та споруди [7 – 31]. Починаючи з 90-х років минулого століття, норми проектування розробляли окремі держави, які раніше входили до СРСР. У зв'язку з цим було активізовано ймовірнісні дослідження вітрового навантаження на території України [32 – 44], результатом яких став відповідний розділ ДБН В.1.2-2006 «Навантаження та впливи». У наступні

роки дослідження вітрового навантаження продовжили разом із обґрунтуванням та уточненням низки розрахункових коефіцієнтів [45 – 48].

Матеріали, присвячені вітровому навантаженню, опубліковано в різних науково-технічних журналах, збірниках статей, матеріалах конференцій. Доступ до цих видань утруднений, тим більше, що в деяких установах почали знищувати паперові журнали минулих років, мотивуючи переходом на електронні видання. Однак насправді переведення в електронну форму відбулося поки що тільки для видань, що вийшли після 2000 року. Опубліковані огляди розвитку нормування вітрового навантаження неповні та не включають результати досліджень останніх 15 – 20 років.

Даний розділ містить систематизований огляд публікацій у провідних науково-технічних виданнях стосовно проблеми вітрового навантаження за 90-річний період з 30-х років ХХ століття до теперішнього часу. Головну увагу приділено аналізу еволюції норм проектування конструкцій у частині змін територіального районування та розрахункових коефіцієнтів, призначення нормативних та розрахункових значень вітрового навантаження і залучення до цього досвідчених статистичних даних. Виділено наукові результати, які можуть бути включені до наступних видань норм вітрового навантаження.

#### **4.1. Початок вітрового нормування (1930 – 40 рр.)**

Збір інформації про вітрові впливи виконували із середини ХІХ століття у складі загальних кліматологічних робіт. Цю роботу було активізовано, коли в 1849 р. в Петербурзі було створено першу у світі Головну фізичну обсерваторію (згодом Головна геофізична обсерваторія ім. А.І. Воєйкова), яка організувала мережу метеорологічних станцій за всією країною та обробляла їх спостереження. Поряд з іншими спостереженнями, метеостанції виконували регулярні виміри швидкості та напрямку вітру.

Початок вітчизняного нормування вітрових навантажень було покладено в 1930 р, коли Комітетом зі стандартизації при Раді Праці і Оборони було підготовлено і введено в дію перші норми в галузі будівництва – «Єдині норми будівельного проектування». Певна наукова основа щодо обґрунтування норм у той період вже була: багаторічні метеорологічні вітрові спостереження (3 рази в добу); аеродинамічні дослідження, що проводили ще з дореволюційного часу в Петербурзькому інституті шляхів сполучення, МДУ, МВТУ (лабораторія аеродинаміки, проф. М.Є. Жуковський) та ЦАГІ (Центральний аерогідродинамічний інститут, котрий було засновано в 1918 р.); перші спроби розгляду вітрового впливу як навантаження на будівельні об'єкти [1].

**РОЗДІЛ 4. Багаторічний досвід нормування середньої складової вітрового навантаження на будівельні конструкції**

В «Єдиних нормах будівельного проектування» вітрове навантаження визначено за формулою, яка мала досить незвичайний вигляд із сучасної точки зору:

$$p_e = k(p_s^0 + k_1 h), \quad (4.1)$$

де  $p_e$  – тиск вітру в  $\text{кг/м}^2$ , нормальний до поверхні, що його сприймає; цей тиск вважається позитивним, коли його спрямовано всередину споруди, та негативним, коли його спрямовано назовні;  $k$  – коефіцієнт обтікання, що залежить від форми і положення схильного до вітру об'єкта;  $p_s^0$  – найбільший тиск у  $\text{кг/м}^2$  за умови прямування повітряного потоку нормально до поверхні. Цей тиск становить за величиною напір вітру, що відповідає найбільшій для даного місця швидкості вітру (без урахування особливих його поривів); його можна визначити за формулою Бернуллі:

$$p_e = \frac{\gamma}{g} \cdot \frac{v^2}{2} = \frac{v^2}{16},$$

де  $\gamma = 1,23 \text{ кг/м}^3$  – вага повітря (тиск 760 мм, температура  $15^\circ \text{C}$ );  $g = 9,81 \text{ м/с}^2$  – прискорення сили тяжіння;  $v$  – розрахункова швидкість вітру в  $\text{м/с}$ .

Параметр  $h$  у формулі (4.1) – повна висота споруди (в метрах) над обрізом фундаменту;  $k_1$  – розрахунковий коефіцієнт, який приймали за *табл. 4.1*.

**Таблиця 4.1**

**Значення розрахункового коефіцієнта  $k_1$**

| <i>№ з.п</i>                                                                              | <i>Характеристика споруди</i>                                                                                                                                                                                                                     | <i>Розрахунковий коефіцієнт</i> |
|-------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------|
| 1                                                                                         | <i>Споруди, обтікання яких відбувається переважно згори (наприклад, порівняно невисокі будинки). Тиск вітру прийнято рівномірним за всією висотою споруди</i>                                                                                     | 0,67                            |
| 2                                                                                         | <i>Споруди, обтікання яких відбувається зверху та знизу (наприклад, ферми мостів). Тиск вітру прийнято рівномірним за всією висотою ферми</i>                                                                                                     | $1-0,50k^1/h$                   |
| 3                                                                                         | <i>Споруди, обтікання яких відбувається переважно з боків (наприклад, бапти, маяки, труби тощо). Тиск вітру прийнято змінним за висотою, яку розбивають на зони висотою не більше ніж 15 м, і для кожної зони прийнято рівномірний тиск вітру</i> | $1-0,33k^1/h$                   |
| <i>Примітка: <math>k^1</math> – висота споруди (п. 2) або окремої зони споруди (п. 3)</i> |                                                                                                                                                                                                                                                   |                                 |

Величина  $p_s^0 + k_1 h$  у всякому разі не повинна була перевищувати  $150 \text{ кг/м}^2$ .

Якщо величину швидкості вітру  $v$  не було встановлено результатами метеорологічних спостережень, що систематично проводили в районі

будівництва протягом не менше 20 років, тиск  $p_{\text{н}}^0$  приймали постійним, однаковим для трьох географічних районів СРСР:

- 1 район – прибережна смуга Чорного моря завдовжки 100 км із центром у м. Новоросійську –  $100 \text{ кг/м}^2$ ;
- 2 район – узбережжя морів (за винятком Азовського моря та Фінської затоки) і пониззі великих річок, що впадають у них, –  $75 \text{ кг/м}^2$ ;
- 3 район – уся територія СРСР, за винятком 1 та 2 районів –  $50 \text{ кг/м}^2$ .

Це районування було встановлено на підставі вимірів швидкості вітру флюгером Вільда з двохвилинним осередненням. Наведені районні значення відповідали відкритій місцевості; в місцях, закритих від вітру забудовою або рідкісною рослинністю, наприклад, у селищах або на околицях міст значення зменшували на 20% (відповідні районні значення 80, 60 та  $40 \text{ кг/м}^2$ ); у місцях великої забудови або густої рослинності – вводили зменшення на 40% (районні значення 60, 45 та  $30 \text{ кг/м}^2$ ).

В Єдиних нормах було визначено, що величину коефіцієнта обтікання слід приймати, виходячи зі спеціальних дослідів чи досліджень. У разі відсутності дослідних даних цей коефіцієнт допускали приймати за табличними даними, наведеними в нормах. Для основного варіанта – вертикальних стін – було наведено коефіцієнт  $k = +0,8$  для активного тиску та  $k = -0,4$  для відсмоктування (згодом це значення було підвищено). Було наведено також дані: для будівель з двосхилими дахами; двосхилих та циліндричних покриттів без стін; веж і труб прямокутного та круглого перерізів; ґратчастих та суцільних ферм мостів.

Нормування вітрового навантаження було розвинуте в нормах ОСТ/ВКС 7626/а, котрі було запроваджено в 1933 р. [2]. У них вітрове навантаження визначено за іншою формулою:

$$P_a = k \cdot q, \quad (4.2)$$

де  $k$  – коефіцієнт обтікання;  $q$  – вітровий тиск, який визначали аналогічно  $p_{\text{н}}^0$  у формулі (4.1).

Вітровий поділ території СРСР було збережено на зазначені вище три географічні райони, причому для 1 району було залишено значення  $100 \text{ кг/м}^2$ , для 2 і 3 районів тиск було знижено до  $70 \text{ кг/м}^2$  і  $45 \text{ кг/м}^2$ .

Наведені районні значення відповідали відкритій місцевості; для споруд, що знаходилися у місцях, частково захищених від вітру забудовою чи рідкісною рослинністю, значення зменшували на 30% (відповідні районні значення 70, 50 і  $30 \text{ кг/м}^2$ ); у місцях великої забудови або густої рослинності – зменшували на 50% (районні значення 50, 35 та  $20 \text{ кг/м}^2$ ).

Для споруд висотою до  $h_0 = 20$  м вітрове навантаження приймали постійним, рівномірно розподіленим за висотою. За умови зміни висоти  $h$  над рівнем земної поверхні вітровий тиск визначали за формулою

$$q : q_0 = \sqrt{h} : \sqrt{h_0} . \quad (4.3)$$

Степеневу залежність (4.3) було доповнено кривими швидкісного тиску для трьох географічних районів.

Вітрові норми 1933 р. включали розгорнуту інформацію стосовно коефіцієнта обтікання  $k$  у вигляді таблиці з 16 варіантами поверхонь і вантажних площ. Було наведено дані: для будівель зі скатними, циліндричними та шедовими дахами; будівель із підвищеною середньою частиною (ліхтарем), циліндричних покриттів без стін; частково відкритих будівель та навісів; веж та труб; ґратчастих конструкцій.

Оцінюючи описані вище вітрові норми, слід зазначити, що перше вітрове районування було недостатньо диференційованим і регламентувало для всієї території СРСР (за невеликими винятками) лише одне базове значення вітрового напору  $q=45 \text{ кг/м}^2$ . Воно не було достатньо статистично обґрунтовано. Як показали наступні дослідження, це значення виявилось заниженим і згодом було збільшено. Можливо, автори норм враховували це, тому рекомендували проектувальникам використовувати додатково відому шкалу сили вітру Бофорта, доповнену значеннями вітрового тиску [2]. Згідно з цією шкалою, нормоване значення  $q=45 \text{ кг/м}^2$  відповідає 8 балам та «дуже міцному вітру» зі швидкістю 18 – 20 м/с. У той самий час, судячи зі шкали Бофорта, під час штормів та ураганів (9 – 12 бали) швидкість вітру та відповідний вітровий тиск можуть бути значно вищими. Слід зазначити, що в перших нормах уже враховано зростання вітрового навантаження з висотою, вплив захищеності споруд та характер обтікання будівель різної конфігурації.

У 1930-ті роки проводили низку досліджень вітрових впливів. Починаючи з 1936 р., метеорологічні спостереження за вітром та іншими кліматичними параметрами стали проводити 4 рази на добу, що розширило статистичний базис вітрового нормування. У 1931 – 1937 рр. будівельну аеродинаміку вивчали в лабораторії ЦНІПС (Центрального науково-дослідного інституту промислових споруд) під керівництвом Е.І. Реттера. Тут шляхом продування моделей в аеродинамічній трубі було вивчено характер впливу вітру на однопролітні та багатопролітні будівлі з ліхтарями [3]. Ряд експериментальних даних, які становлять інтерес для будівельників, було отримано в ЦАГІ, і також зібрано у книзі Е.В. Краснопорова [4].

У 1940 р було прийнято загальносоюзний стандарт ОСТ 90059-40 «Вітрові навантаження». У ньому вітрове навантаження визначено за аналогічною формулою зі зміненими позначеннями

$$q_e = kq_0, \quad (4.4)$$

де  $q_0$  – швидкісний напір вітру;  $k$  – аеродинамічний коефіцієнт.

Вітрове районування отримало невеликі зміни за формою і включало для кожного району значення швидкісного тиску на висоті до 20 м та 100 м і більше (зазначено в дужках):

- I район – уся територія СРСР за винятком II та III районів – 40 (100) кг/м<sup>2</sup>;
- II район – берегова смуга океанів та морів, за винятком III району – 70 (150) кг/м<sup>2</sup>;
- III район – берегова смуга Чорного моря протяжністю від м. Анапи до м. Туапсе – 100 (200) кг/м<sup>2</sup>.

Як видно, для основної території СРСР швидкісний тиск вітру було зменшено з 45 кг/м<sup>2</sup> до 40 кг/м<sup>2</sup>. Основні аеродинамічні коефіцієнти було представлено для вертикальних поверхонь (+0,8 та -0,6) та у вигляді схеми для циліндричних поверхонь. Формулу визначення швидкісного тиску було адресовано місцевостям з різко вираженим рельєфом.

У стандарт було включено окремі рекомендації щодо вітрового навантаження на висотні будівлі (мабуть, у зв'язку з підготовкою будівництва гігантського Палацу Рад): графік залежності напору від висоти, аеродинамічні коефіцієнти +1,2 та +1,4 для висотної будівлі загалом, +2 для окремих деталей +1,4 для елементів каркаса під час його монтажу. До наступних видань вітрових норм ці рекомендації не ввійшли.

Розвиток методів розрахунку будівельних конструкцій, особливо щодо оцінки запасу міцності конструкцій, вимагав об'єктивно виявляти параметри навантажень і міцності матеріалів [5]. Тому зростає необхідність використання статистичних методів для опису вітрових навантажень, котрі мають чіткий випадковий характер. Прикладом статистичного аналізу вітрових впливів були криві розподілу швидкості вітру для Московської області, які було збудовано за період з 1898 по 1937 рр. Ці дані дозволили М.С. Стрілецькому вперше чисельно оцінити надійність сталевих конструкцій, запроєктованих за нормами, що діяли в той період [6].

У 40-ті повоєнні роки було поповнено досвід застосування норм навантажень на будівлі та споруди, виявлено недоліки норм, що діяли. Зокрема, Г.А. Савицький розкритикував норми 1940 р. у частині вітрових навантажень на висотні споруди [7], вважаючи їх завищеними, особливо у разі врахування динамічного коефіцієнта, що дорівнював двом. Для споруд баштового типу було запропоновано ввести диференційований облік швидкісного тиску вітру та динамічного коефіцієнта. Певною мірою ці пропозиції було враховано в наступних варіантах норм.

#### **4.2. Розвиток вітрового нормування (1950 – 60 рр.)**

У зв'язку з переходом у 50-х роках минулого століття на розрахунок за граничними станами гостро відчулася необхідність розвитку норм навантажень. Збором та статистичною обробкою вітрових спостережень,

#### **РОЗДІЛ 4. Багаторічний досвід нормування середньої складової вітрового навантаження на будівельні конструкції**

---

крім ГГО ім. А.І. Воейкова, займалися Центральна аерологічна обсерваторія, Центральна висотна гідрометеорологічна обсерваторія, Інститут експериментальної метеорології, регіональні Науково-дослідні гідрометеорологічні інститути, гідрометеоцентри, аеропорти відомств. З урахуванням нових даних, у 1954 р. було введено Будівельні норми та правила СНиП II-Б.1-54 «Основні положення з розрахунку будівельних конструкцій». Ці норми відповідали запровадженню розрахунку конструкцій методом граничних станів. У разі переходу на цей метод як нормативне навантаження було прийнято значення розрахункового вітрового навантаження за попередніми нормами  $q_6$ . До них було додано значення швидкісного тиску вітру на висоті до 10 м (районні значення 30, 55 і 100 кг/м<sup>2</sup>). Крім того, було доповнено IV район – берегову смугу Північного Льодовитого та Тихого океанів, – для якої вітрове навантаження було регламентовано особливими нормами. Розрахункові вітрові навантаження, які почали трактувати як найбільш можливі під час експлуатації конструкції, стали визначати шляхом множення на коефіцієнт перевантаження. Цей коефіцієнт у зв'язку з відсутністю достовірних даних щодо мінливості вітрових максимумів було прийнято загальним для всієї території  $n = 1,2$ . Аеродинамічні коефіцієнти основних поверхонь було представлено в лаконічній табличній формі. Окремі схеми ілюстрували аеродинамічні коефіцієнти для будівель зі скатним та циліндричним дахом, а також з ліхтарями.

Зазначеним виданням СНиП було скасовано також розподіл навантажень на основні, додаткові та особливі. Натомість було введено основні, додаткові та особливі сполучення навантажень. При цьому вітрове навантаження входило у додаткове сполучення.

В цей же час Головна геофізична лабораторія провела статистичну обробку даних за швидкостями вітру за 20 років, яка показала, що розрахункове вітрове навантаження для першого району, що охоплює практично всю територію СРСР, має забезпеченість 3%, тобто можливе в середньому один раз за 30 – 50 років [8]. Разом з тим було обґрунтовано необхідність виділити ряд областей з підвищеними нормативними швидкостями вітру: південні степові райони Європейської частини СРСР, деякі райони Казахстану та Сибіру, що було враховано під час уточнення географічного вітрового районування СРСР у процесі розробки наступних видань СНиП.

У 1958 – 1960 рр. на прохання лабораторії навантажень ЦНДІБК у ГГО ім. А.І. Воейкова Л.Є. Анапольською та Л.С. Гандіним було виконано обробку щоденних 4-х термінових швидкостей вітру (без урахування напрямку за 2-х хвилинному осередненні) за багаторічний період із застосуванням статистичної екстраполяції в область значень швидкостей понад 20 м/с [9]. Було використано дані щодо швидкості вітру в 1200 пунктах Радянського Союзу з повторюваністю один раз за 20, 15, 10, 5

років та 1 рік. В якості апроксимаційної функції було використано виводжений вираз розподілу Вейбулла, запропонований Л.С. Гандінім

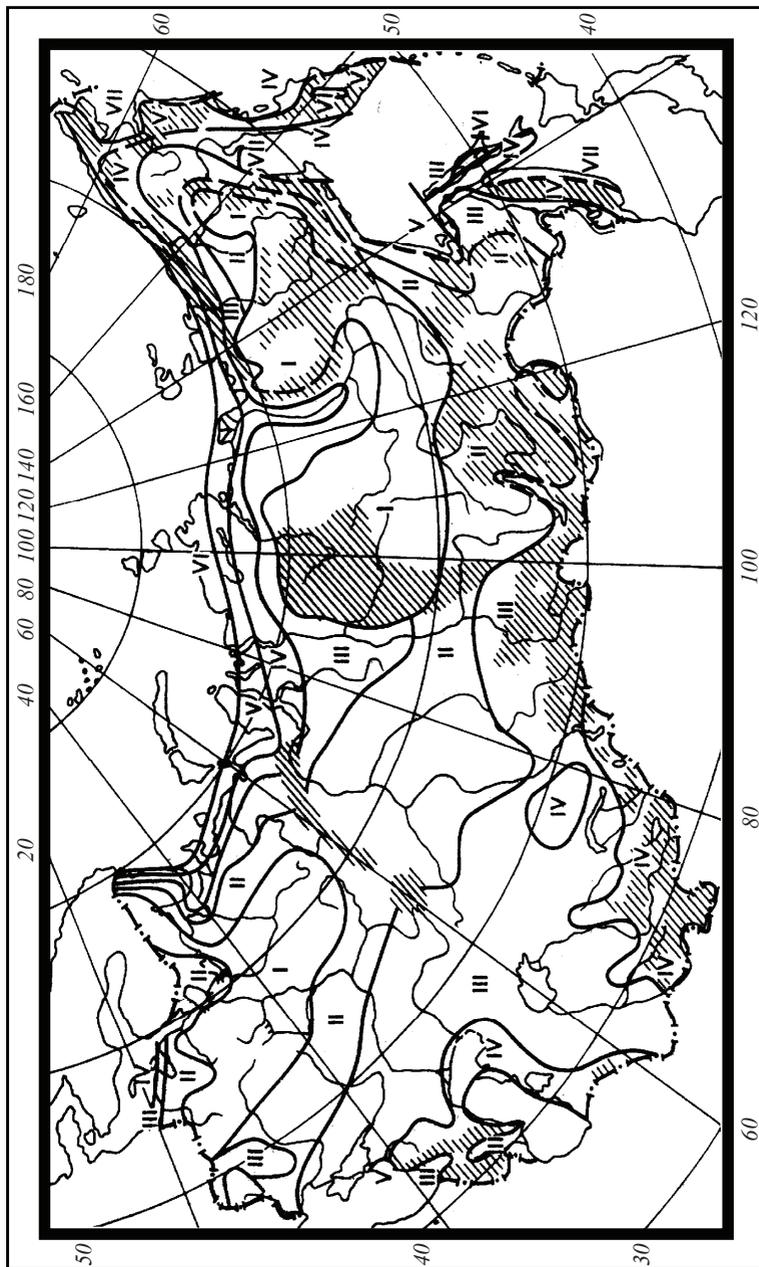
$$F(v) = P(V \geq v) = \exp[-(v/\beta)^\gamma], \quad (4.5)$$

де  $F(v)$  – ймовірність (або повторюваність) того, що швидкість вітру  $V$  досягне або перевершить величину  $v$ ;  $\beta$  та  $\gamma$  – параметри, що залежать від вітрового режиму району;  $\beta$  знаходиться поблизу середнього значення;  $\gamma$  характеризує відносне розсіювання членів ряду.

До даних щодо швидкостей вітру понад 20 м/с, отриманих за допомогою флюгерів із важкою дошкою, за пропозицією В.О. Отставнова введено понижувальну поправку (до 10% для  $v=40$  м/с), яка враховувала систематичне завищення швидкостей вітру спостерігачами [10].

За заданою ЦНДІБК градацією швидкісних тисків та повторюваності швидкостей вітру один раз за 5 років було виконано районування території колишнього СРСР за семи нормативними значеннями швидкісних тисків вітру [11]. Нову карту більш детального районування за вітровим навантаженням було вперше включено до СНиП II-A.11-62 «Навантаження та впливи» (рис. 4.1). Районні нормативні швидкісні тиски вітру для висоти над поверхнею землі 10 м (стандартної висоти установки флюгера чи анеометра) перебували у діапазоні 27 – 100 кг/м<sup>2</sup>. Гірські райони, що заштриховані на карті, було виділено в особливий район. Вітрове навантаження суттєво зросло для колишнього Казахстану, півдня Західного Сибіру, узбережжя Далекого Сходу та деяких інших районів, а в деяких районах було збережено на колишньому рівні або дещо знижено (у центральних районах, віддалених від узбережжя). Зазначимо, що для об'єктів мережевого будівництва, розташованих у різних вітрових районах, виникли певні труднощі в урахуванні вітрових навантажень. Для подолання цього Г.А. Савицький розробив уніфікований графік, по осі абсцис якого відкладали в білогарифмічному масштабі повторюваність появи швидкісних тисків, а по осі ординат – безрозмірні вітрові швидкісні тиски [12]. Для будівель, розташованих серед суцільної забудови, у СНиП II-A.11-62 дозволено знижувати швидкісний натиск вітру на 30% – таким чином, було приблизно враховано шорсткість місцевості. Врахування зростання вітрового навантаження з висотою було розвинене порівняно з попередніми нормами і представлено у вигляді таблиці, в якій для висот в діапазоні 10...350 м було вміщено поправочні коефіцієнти 1,0...3,0. Коефіцієнт перевантаження було залишено тим самим  $n=1,2$  для звичайних будівель та споруд, що забезпечувало період повторення розрахункового навантаження  $T=10...15$  років; для високих споруд, за розрахунку яких вітрове навантаження має вирішальне значення (башт, щогл, градирень та ін.) прийнято  $n=1,3$ , що відповідає  $T=20$  років. У разі перевірки міцності конструкцій для умов монтажу коефіцієнт перевантаження до вітрового навантаження не вводився.

**РОЗДІЛ 4. Багаторічний досвід нормування середньої складової вітрового навантаження на будівельні конструкції**



**Рис. 4.1.** Схематичне районування території бушючого СРСР за швидкісними тисками вітру, можливими раз у 5 років на висоті 10 м

Крім того, ЦНДІБК (Л.В. Клепиков) ретельно проаналізував результати вітчизняних та зарубіжних досліджень у галузі аеродинамічних коефіцієнтів і дав у СНиП принципово нову таблицю їх значень для 17 поперечних перерізів будівель та елементів. Було внесено суттєві доповнення для навісів, наскрізних конструкцій, циліндричних споруд. Ця таблиця переважно збережено до норм 1985 р., тобто було використано понад 20 років. Експериментально-теоретичне обґрунтування нормативних аеродинамічних коефіцієнтів наведено у книзі Г.А. Савицького [12]. Для високих споруд у СНиП було вперше введено підвищувальний коефіцієнт  $\beta$ , котрим враховано динамічний вплив пульсацій швидкісного тиску, викликаних поривами вітру, і дана методика його визначення.

Відповідно до СНиП II-A.10-62 «Будівельні конструкції та основи. Основні положення проектування» вітрові навантаження було віднесено до короточасних навантажень. Їх могли тепер враховувати як в основних, так і в додаткових сполученнях навантажень.

Окремі дослідники згодом вносили пропозиції щодо коригування вітрового районування. Так, зокрема, постало питання про визначення вітрових навантажень у Москві [13]. За СНиП II-A.11-62, що діяв, Москва відносилася до першого району з нормативним вітровим тиском  $27 \text{ кг/м}^2$ , відповідним швидкості вітру  $20,8 \text{ м/с}$ , що перевищується в середньому один раз за 5 років. Аналізом статистичних даних, апроксимованих розподілом Вейбулла, за період 1938 – 1969 рр. було показано нормативну швидкість вітру  $15,8 \text{ м/с}$ , причому швидкість не перевищувала  $17,0 \text{ м/с}$ ; за період 1898 – 1936 рр. –  $17,5 \text{ м/с}$ . Коефіцієнти перевантаження  $n = 1,2 - 1,3$  було підтверджено експериментально. Зростання швидкостей за висотою дещо відрізнялося від нормативного, особливо для невеликих швидкостей. Було внесено пропозицію: у зв'язку з висотним будівництвом у Москві виділити її в окремий вітровий район і знизити для неї нормативне вітрове навантаження. Ця пропозиція була врахована згодом у нормах 1985 року.

Під час підготовки кліматичних параметрів вітрових навантажень до наступного видання СНиП Л.В. Клепиков (ЦНДІБК) проаналізував великий матеріал 4-х термінових спостережень за флюгером [14]. Він виявив, що для статистичного згляджування екстраполяції місячних та річних максимумів модуля швидкості вітру підходить подвійний експоненційний розподіл Гумбеля (розподіл екстремумів I типу):

$$F(v) = \exp\left[-\exp\left(-\frac{v-\alpha}{\beta}\right)\right], \quad (4.6)$$

де  $\alpha$  – параметр положення;  $\beta$  – масштабний параметр.

Використання цього розподілу дозволило зробити висновок, що можна очікувати в середньому зниження швидкісного тиску приблизно на 10% без зміни періоду повторюваності, встановленого в чинних нормах. Отримані результати підтверджено розробками кліматологів ГГО ім.

#### **РОЗДІЛ 4. Багаторічний досвід нормування середньої складової вітрового навантаження на будівельні конструкції**

А.І. Восійкова (М.В. Заваріна, Л.С. Анапольська, Р.П. Бернгардт) [15], зарубіжними результатами [16] і завершено розробкою нового районування території СРСР за швидкісним тиском вітру (у колишній градації їх нормативних значень), яке увійшло у наступне видання норм вітрових навантажень.

Важливий аспект вітрового впливу на споруди – залежність швидкісного тиску від висоти – був у сфері уваги кліматологів і розробників норм. Вихідні статистичні дані до оцінки цієї залежності було отримано на 160 аерологічних станціях, які вимірюють швидкості вітру на різних висотах за допомогою радіозондів та радіолокаційних станцій типу «Метеор» та «Метеорит». Спостереження за вітром регулярно проводили також на таких висотних спорудах, як метеорологічна шогла в Обнінську (висота 300 м), Останкінська телевежа заввишки 503 м та інших об'єктах. У результаті було побудовано вертикальні профілі швидкості вітру [17], описані степеневим законом виду

$$v(z) = v_{10} (z/10)^\alpha, \quad (4.7)$$

де  $z$  – висота над поверхнею землі;  $\alpha$  – показник степені, який залежить від шорсткості місцевості.

Для з'ясування впливу шорсткості підстилаючої поверхні на профіль вітру використовували дані вимірювань на шоглах у Києві, Новосибірську, Ленінграді та Обнінську. В результаті було виділено три типи місцевості залежно від ступеня її захищеності. Ці аспекти вітрового впливу було узагальнено М.Ф. Барштейном (ЦНДІБК) у «Посібнику з розрахунку будівель та споруд на дію вітру» [18]. Основний зміст цього Посібника складає врахування динамічної дії вітру на високі споруди.

#### **4.3. Подальші зміни вітрового нормування (1970 – 80 рр.)**

До чергового видання норм СНиП II-6-74 «Навантаження та впливи» було включено набуті напрацювання в галузі вітрового навантаження, які описано вище. Було чітко сформульовано, що вітрове навантаження – це сума статичної та динамічної складових. Статичну складову, що відповідає швидкісному тиску, що встановився, слід враховувати в усіх випадках. Динамічну складову, викликану пульсаціями швидкісного тиску, необхідно враховувати переважно для високих споруд.

Визначення нормативного значення статичної складової вітрового навантаження було змінено порівняно з попередніми нормами:

$$q_c^n = q_0 k c, \quad (4.8)$$

де  $q_0$  – швидкісний тиск, що приймається за колишніми районними значеннями та дещо зміненою картою районування території СРСР;  $k$  – новий коефіцієнт, що враховує зміну швидкісного натиску за висотою та типом місцевості;  $c$  – аеродинамічний коефіцієнт.

З метою обґрунтування коефіцієнта  $k$  було прийнято до уваги результати проведених вітчизняних вітрових спостережень на висотних спорудах та зарубіжні дані, і було прийнято степеневий закон зміни швидкісних напорів за висотою (4.7). Було введено в облік цього коефіцієнта також два типи місцевості, що відрізнялися ступенем захищеності: тип А – відкриті місцевості; тип Б – місцевості з перешкодами (міста, лісові масиви та ін.). Коефіцієнти  $k$  перебували для висот 10...350 м у діапазоні 1,0...3,1 для місцевостей типу А й у діапазоні 0,65...3,1 для місцевостей типу Б, причому всі коефіцієнти виявилися нижчими відповідних значень з попередніх норм. У нормування аеродинамічних коефіцієнтів було внесено неprincipові уточнення та доповнено таблицю їх значень. Було суттєво розвинено облік динамічної складової вітрового навантаження, розроблений М.Ф. Барштейном [18] з урахуванням фундаментальних робіт А.Г. Давенпорта [19].

У СНиП II-6-74 в нормування сполучень навантажень було внесено зміни: залишено лише основні і особливі сполучення. Короткочасне вітрове навантаження можна тепер враховувати в основному сполученні з коефіцієнтом сполучення  $\psi=1$  чи  $\psi=0,9$  та в особливому сполученні – з коефіцієнтом  $\psi=0,8$ .

У 70-80-ті роки минулого століття активізувалися вітчизняні та зарубіжні дослідження у галузі надійності будівельних конструкцій [20, 21]. Складовою частиною цих робіт був ймовірнісний опис випадкових навантажень, які діють на будівлі та споруди, зокрема вітрових навантажень. О.Р. Ржаніцин теоретично оцінив період повторюваності швидкостей вітру та просторову мінливість вітрового навантаження, а також розробив спрощений розподіл швидкості вітру [22]. В.Д. Райзер узагальнив статистичні дані щодо вітрового тиску, що одноразово перевищується за період з 1 року до 50 років, обчислив районні числові характеристики вітрового тиску, оцінив вплив довжини будівельного об'єкта (типу лінії електропередачі) на вибір розрахункового значення швидкісного тиску вітру [23].

У 1983 р. вийшли нові доповнення та зміни глави СНиП II-6-74 «Навантаження та впливи», в яких було виділено новий підрайон 1а з вітровими навантаженнями зі зниженим швидкісним тиском 20 кгс/м<sup>2</sup> замість 27 кгс/м<sup>2</sup> [24]. У новий підрайон було включено кілька невеликих зон, розташованих у північній та північно-західній частинах Європейської території СРСР.

У наступному виданні СНиП 2-01-07-85 «Навантаження та впливи», що вийшов через 11 років, вітрове навантаження розширено трактували як сукупність нормального тиску, прикладеного до зовнішньої та внутрішньої поверхонь будівель, та сил тertia, спрямованих за дотичною до зовнішньої поверхні, або як нормальний тиск на споруду. Згідно з рекомендаціями вказаних норм, вітрове навантаження, як і раніше, слід було визначати як

#### **РОЗДІЛ 4. Багаторічний досвід нормування середньої складової вітрового навантаження на будівельні конструкції**

суму середньої та пульсаційної складових. Пульсаційну складову вітрового навантаження допускалося не враховувати у розрахунку багатопверхових будівель заввишки до 40 м і одноповерхових виробничих будівель заввишки до 36 м за умови відношення висоти до прольоту менше ніж 1,5, що розміщуються в місцевостях типів А і В (див. нижче).

Нормативне значення середньої складової вітрового навантаження, позначене  $w_m$ , на висоті  $z$  над поверхнею землі було визначено за модифікованою формулою

$$w_m = w_0 k c, \quad (4.9)$$

де  $w_0$  – нормативне значення вітрового тиску;  $k$  – коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску за висотою;  $c$  – аеродинамічний коефіцієнт.

При цьому нормативне значення вітрового тиску  $w_0$  (Па) визначали за формулою Бернуллі, наведеною вище, в якій  $v_0$  – швидкість вітру (м/с) на рівні 10 м над поверхнею землі у місцевості типу А, що відповідає 10-хвилинному інтервалу осереднення і перевищується в середньому один раз за 5 років. Перехід до нового інтервалу осереднення замість бувшого двохвилинного інтервалу відповідає рішенню Всесвітньої метеорологічної організації. Він призвів до зменшення нормативного вітрового тиску, яке приблизно враховується множенням на коефіцієнт 0,92 [25]. Тому скороговані районні значення вітрового тиску було переведено у діапазон 0,23...0,85 кПа (кгс/м<sup>2</sup>) замість 0,27...1,00 кПа за попередніми нормами. При цьому попередні розрахункові значення навантажень були збережені, коефіцієнт, який раніше називався «коефіцієнтом перевантаження», одержав нову назву «коефіцієнт надійності за вітровим навантаженням», нове позначення, його було підвищено до  $\gamma_f = 1,4$ .

Перелік типів місцевості, які враховують у разі визначення коефіцієнта  $k$ , було доповнено типом С для міських районів із забудовою будинками висотою більше ніж 25 м. Значення коефіцієнта  $k$  було вміщено у диференційовану таблицю зі значеннями в діапазоні 0,4...2,75 для висот 5...480 м, їх було дещо зменшено на основі нових метеорологічних даних, наведених у науковій і нормативній літературі різних країн. У таблицю аеродинамічних коефіцієнтів було внесено зміни, які відносились до циліндричних і призматичних споруд та будівель із zenітними та поздовжніми ліхтарями [25].

Ряд дослідників виявив недоліки СНиП 2.01.07-85 щодо нормування вітрових навантажень. Так, було внесено пропозиції щодо зниження розрахункових вітрових навантажень на колони в період монтажу [26]. З практики монтажу відомо, що колони залишають незв'язаними конструкціями, що примикають, не більше трьох-чотирьох робочих днів, у крайньому випадку – не більше місяця (чого практично не буває). Тому було запропоновано знизити розрахункові вітрові навантаження, що

базуються в нормах на 5-річному періоді перевищення, на 33 – 43% без зменшення надійності щодо будівлі чи споруди загалом. Це дозволило б скоротити кількість колон, що розчалоються, на 20 – 30% і зменшити трудомісткість їх монтажу. Цю корисну пропозицію, яка не отримала підтримки, було враховано по суті в ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи», де наведено розрахункові параметри вітрового навантаження з малим періодом повторюваності.

Фахівці звертали увагу на перспективність врахування регіональних особливостей атмосферних навантажень, у тому числі вітрових впливів. Зокрема, було зібрано метеодані дані за 17 років за сніговими та вітровими навантаженнями на 5 метеостанціях Липецької області (Горев В.В.) [27]. У північній частині області вітрові навантаження виявили нижчими розрахункових на 16 – 47 %. У південній та південно-східній частинах області вітрові навантаження не перевищують розрахункові за СНиП. Розрахунок сталевих колон на очікувані навантаження, визначені із забезпеченістю 0,95, розкрив у них резерви несучої здатності. Тому показано можливість зниження металомісткості будівель шляхом визначення навантажень за даними місцевих метеостанцій.

У подальшому було розроблено Звід правил СП 20.13330.2011 «Навантаження та впливи», актуалізована версія СНиП 2.01.07-85\*. Вітровий розділ цього СНиП має назву «Впливи вітру», які включають:

а) основний тип вітрового навантаження (надалі – «вітрове навантаження»);

б) пікові значення вітрового навантаження, що діють на огороження (наводяться рекомендації щодо розрахунку);

в) резонансне вихрове збудження (наводяться рекомендації щодо розрахунку);

г) аеродинамічні нестійкі коливання типу галоупування, дивергенції та флаттера.

Впливи б) і в) враховуються для будівель і суцільно-стінчастих споруд, у яких  $h/d > 10$ , де  $h$  – висота,  $d$  – характерний поперечний розмір.

Нормативне значення вітрового навантаження  $w$  визначають, як і раніше, в форматі суми середньої  $w_m$  та пульсаційної  $w_p$  складових

$$w = w_m + w_p. \quad (4.10)$$

У формулі визначення нормативного значення середньої складової відображено зв'язок коефіцієнта  $k$  з еквівалентною висотою  $z_e$  над поверхнею землі

$$w_m = w_0 k(z_e) c. \quad (4.11)$$

Еквівалентна висота  $z_e$  відрізняється від звичайної висоти від поверхні землі для будівель з певними співвідношеннями ширини та висоти.

#### **РОЗДІЛ 4. Багаторічний досвід нормування середньої складової вітрового навантаження на будівельні конструкції**

Коефіцієнт  $k(z_e)$  визначають за таблицею, аналогічною таблиці, вміщеній в попередніх нормах, або за степеневою формулою (нове положення СНиП) [28].

$$k(z_e) = k_{10} (z_e / 10)^{2\alpha}. \quad (4.12)$$

Показник степені для трьох типів місцевості дорівнює відповідно  $\alpha = 0,15; 0,20; 0,25$ ; коефіцієнт  $k_{10} = 1,0; 0,65; 0,40$ .

Нормативне значення вітрового тиску визначають за колишніми 7 районними значеннями та картою, прийнятою без змін. У необхідних випадках значення  $w_0$  (Па) може бути встановлено на основі даних метеостанцій та обчислено за формулою

$$w_0 = 0,43v_{50}^2, \quad (4.13)$$

де  $v_{50}$  – швидкість вітру, м/с, на рівні 10 м над поверхнею землі для місцевості типу А, що визначають з 10-хвилинним інтервалом осереднення; вона перевищується в середньому один раз за 50 років.

У наступні роки було продовжено дослідження вітрових впливів у напрямку оцінки вітрових поривів [29] та врахування аеродинамічних особливостей будівель складної форми [30, 31].

#### **4.4. Особливості вітчизняного нормування вітрового навантаження у ДБН В.1.2–2006 «Навантаження і впливи»**

З розпадом СРСР перед новими державами відкрилася можливість відійти від занадто узагальненого радянського вітрового нормування та розробити власне, більш диференційоване вітрове районування. Подальший розвиток вітрових норм на території СНД було реалізовано у вигляді національних норм окремих держав.

Українські фахівці, на відміну від російських розробників норм, підготували Державні норми України ДБН В.1.2–2006 «Навантаження і впливи», які концептуально відрізняються від СНиП у частині вітрових навантажень. Було суттєво розвинене ймовірнісне представлення випадкових навантажень на будівельні конструкції, зокрема вітрових навантажень. Розроблено такі математичні моделі, як випадкові процеси, абсолютні максимуми випадкових процесів, схема незалежних випробувань, дискретне представлення, екстремуми, корельована випадкова послідовність перевантажень [32]. Це дозволило обґрунтувати стосовно середньої складової вітрового навантаження імовірнісну модель у вигляді диференційованого випадкового процесу [33, 34]. Розподіл Вейбулла, який добре описує дослідні дані, було використано в імовірнісному описі вітрового навантаження. Цей розподіл має наступні диференційну і інтегральну функції розподілу:

$$f(\gamma) = \frac{\beta}{\alpha} (X - \gamma)^{\beta-1} \exp\left[-\frac{(X - \gamma)^\beta}{\alpha}\right]; \quad F(X) = 1 - \exp\left[-\frac{(X - \gamma)^\beta}{\alpha}\right], \quad (4.14)$$

де  $\gamma$  – параметр положення розподілу, якщо  $\gamma = 0$ , тоді розподіл можливий тільки при  $X \geq 0$ ;  $\alpha > 0$  – параметр масштабу, що визначає витягнутість розподілу;  $\beta > 0$  – параметр форми, від якого залежить вигляд розподілу; при  $\beta = 1$  розподіл Вейбулла перетворюється в експоненційний розподіл, при  $\beta = 2$  – у розподіл Релея.

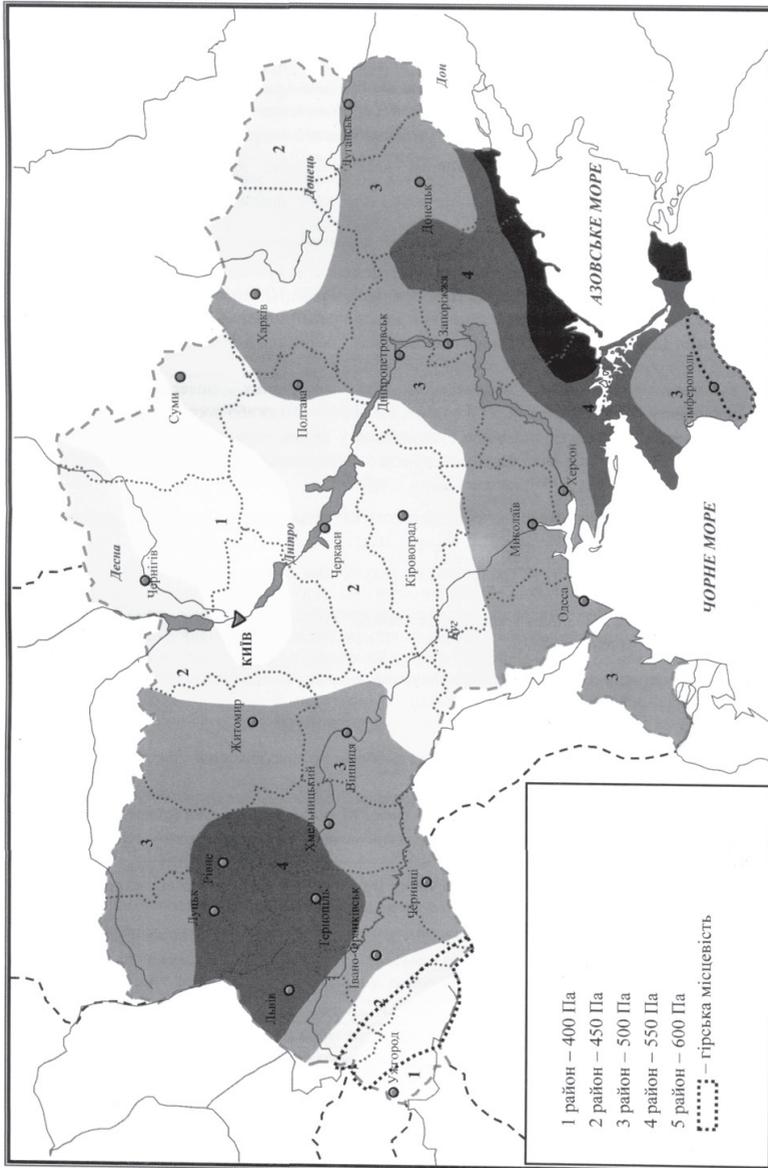
Аналіз стохастичної природи вітрового навантаження дозволив представити його у вигляді квазістаціонарного випадкового процесу з відносно повільно мінливими протягом річного циклу числовими характеристиками й розподілом ординати, з постійною частотною структурою. Сезонні зміни математичного очікування вітрового навантаження протягом року було описано алгебраїчним поліномом 3-го ступеня, середньорайонні коефіцієнти варіації й асиметрії – виявлено постійними для території України. Річний тренд математичного очікування  $\bar{X}$  й стандарту  $\hat{X}$  середньо районних вітрових навантажень ілюструється порівняно невисокими плавними кривими з вершиною, що приходиться на зимові місяці. На основі викладених положень з використанням узагальнених дослідних даних 77 метеостанцій України і додатково 10 метеостанцій інших країн СНД було обґрунтовано розрахункові параметри імовірнісної моделі вітрового навантаження [35 – 37].

Розробці і виходу у світ Державних норм України ДБН В.1.2-2006 «Навантаження і впливи» у частині вітрового навантаження передували багаторічні роботи закордонних та українських дослідників, у тому числі А.В. Перельмутера і М.О. Микитаренка (ВАТ УкрНДПСК 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. [38 – 41].

Для статистичного дослідження і нормування вітрового навантаження було використано результати строкових вимірювань швидкості і напрямку вітру, виконаних анеморумбометрами на 195 метеостанціях України упродовж 1970...1990 років. У цілому для нормування вітрового навантаження України було використано представницьку вибірку з більш ніж 12 мільйонів результатів строкових спостережень за вітром.

Вимоги ДБН щодо вітрового навантаження поширюють 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, 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.

**РОЗДІЛ 4. Багаторічний досвід нормування середньої складової вітрового навантаження на будівельні конструкції**



**Рис. 4.2.** Карта районування території України за характеристичними значеннями вітрового тиску

Згідно з ДБН вітрове навантаження є змінним навантаженням, для якого встановлені два розрахункові значення: граничне і експлуатаційне розрахункові значення. Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C, \quad (4.15)$$

де  $\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження;  $W_0$  – характеристичне значення вітрового тиску (в Па);  $C$  – коефіцієнт, що визначається за формулою (4.16).

Характеристичне значення вітрового тиску  $W_0$  дорівнює середній (статичній) складовій тиску вітру на висоті 10 м над поверхнею землі, який може бути перевищений, на відміну від СНиП, у середньому один раз за 50 років (аналогічно нормам Єврокод). Характеристичне значення вітрового тиску  $W_0$  визначають залежно від вітрового району за картою або табличним додатком. Зазначимо, що вітрове районування території України згідно з ДБН враховує значну територіальну мінливість вітрового навантаження, що помітно відрізняється від його занадто узагальненого нормування за СНиП, згідно з якими практично всю територію України було віднесено до II-го (нормативне навантаження  $W_0 = 0,3$  кПа, розрахункове 0,42 кПа) і III-го ( $W_0 = 0,38$  кПа, розрахункове 0,53 кПа) вітрових районів. Більш детальне територіальне районування України за характеристичними значеннями вітрового навантаження включає п'ять територіальних районів з розрахунковими характеристичними значеннями від 0,4 до 0,6 кПа (рис. 4.2). Найменші значення вітрового навантаження спостерігають в центральних і північно-західних районах України, а також у Закарпатті. Великі вітрові навантаження реалізуються в Карпатах, Прикарпатті і в приморських районах. Територіальне районування України за характеристичними значеннями вітрового тиску було виконано за методикою, розробленою В.А. Пашинським [40]. Було використано ймовірнісну модель нестационарного нормального випадкового поля, ординатами якого були значення навантажень окремих метеостанцій, розташованих на відстанях 30...60 км. Процедура згладжування дозволила отримати плавну поверхню математичного очікування вітрового навантаження, вільну від випадкових флуктуацій даних окремих метеостанцій. Районні значення розрахункового вітрового навантаження встановлювали так, щоб надмірні запаси територіального районування були мінімальними.

Порівняння вітрового районування за ДБН зі СНиП виявляє порівняно невелику різницю розрахункових швидкісних тисків. У центральних областях, Криму, Львові, Одесі, Херсоні та Луганську вітрове

#### РОЗДІЛ 4. Багаторічний досвід нормування середньої складової вітрового навантаження на будівельні конструкції

навантаження менше, ніж у нормах СНиП. У Приазов'ї, навпаки, вітрове навантаження набагато вище. В середньому по Україні районування за ДБН занижує вітрове навантаження на 4%. При цьому для 34 % пунктів спостереження вітрове навантаження занижене на 15...25%, а для 12% пунктів – підвищене на 25...65%.

Коефіцієнт  $C$  визначається за розгорнутою формулою, аналогічною формулі норм Єврокоду

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d, \quad (4.16)$$

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.

Аеродинамічні коефіцієнти  $C_{aer}$ , що враховують характер обдування споруд вітром і визначаються залежно від форми споруди або конструктивного елемента, залишено в ДБН без суттєвих змін.

Коефіцієнт висоти споруди  $C_h$  враховує збільшення вітрового навантаження з висотою. На відміну від СНиП, в якому використано степеневу залежність швидкості вітру від висоти (4.7), у ДБН впроваджено логарифмічну залежність, як в європейських нормах

$$\bar{v}(z) = \bar{v}_{10} \frac{\ln(z/z_0)}{\ln(10/z_0)}, \quad (4.16)$$

де  $\bar{v}(z)$  і  $\bar{v}(10)$  – середні швидкості вітру на висоті  $z$  і 10 м відповідно;  $z_0$  – параметр шорсткості підстилаючої поверхні, який визначається у залежності від типу навколишньої місцевості; на відміну від трьох типів за СНиП, ДБН включає чотири типи місцевості: I – відкриті поверхні морів, озер, плоскі рівнини; II – сільська місцевість; 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.

Коефіцієнт географічної висоти  $C_{alt}$  враховує висоту розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря; коефіцієнт рельєфу  $C_{rel}$  враховує мікрорельєф місцевості поблизу площадки розташування будівельного об'єкта; коефіцієнт напрямку  $C_{dir}$  враховує нерівномірність вітрового навантаження за напрямками вітру.

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  $C_d$  визначають за графіками, наведеними в ДБН.

Коефіцієнт надійності  $\gamma_{fm}$  за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження визначають у табличній формі залежно від заданого середнього періоду повторюваності  $T$  у діапазоні 0,55...1,45 для  $T = 5...500$  років. Для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності  $T$  приймати таким, що дорівнює встановленому терміну експлуатації конструкції  $T_{ef}$ . Для переходу від базового періоду повторюваності  $T = 50$  років до інших значень  $T$  (в роках) обґрунтовано залежність, узагальнена для території України, для коефіцієнта надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження [40]:

$$\gamma_{fm} = 0,56 + 0,12 \ln T. \quad (4.17)$$

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження визначають за формулою

$$W_e = \gamma_{fe} W_0 C, \quad (4.18)$$

де  $\gamma_{fe}$  – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження.

У нормах ДБН вперше прийнято, що експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження  $W_e$  залежить від частки часу  $\eta$ , упродовж якого воно може перевищуватися. За даними 195 метеостанцій України було підраховано експлуатаційні розрахункові значення вітрового навантаження  $W_e$ , залежні від географічного району і від частки терміну служби конструкції  $\eta$  [40]. Це дало можливість обґрунтувати відповідний коефіцієнт

$$\gamma_{fe} = 0,358[-\lg(\eta)]^{3/2}. \quad (4.19)$$

Можна також користуватися відповідною таблицею ДБН, побудованою за формулою (4.19), згідно з якою  $\gamma_{fe} = 0,42...0,09$  для  $\eta = 0,002...0,1$ . Для об'єктів масового будівництва допускається приймати  $\eta = 0,02$ .

Даючи загальну оцінку українським нормам ДБН В.1.2–2006 «Навантаження та впливи» у частині вітрового навантаження слід наголосити, що вони складені на сучасній методичній основі, наближені до європейських норм Єврокод, базуються на представницькому статистичному матеріалі, більш диференційовані та мають наукове

#### ***РОЗДІЛ 4. Багаторічний досвід нормування середньої складової вітрового навантаження на будівельні конструкції***

---

імовірнісне обґрунтування, глибше розроблене, ніж у нормах минулих років.

У наступні роки в Україні тривали ймовірнісні дослідження вітрового навантаження, практичними результатами яких були рекомендації щодо вдосконалення норм проектування. Наукова школа надійності будівельних конструкцій Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка розробила імовірнісний розрахунок елементів на вітрове навантаження [42, 43], доповнила імовірнісний опис статичної складової вітрового навантаження [44, 45]. Р.І. Кінаш запропонував альтернативний метод районування вітрових навантажень на території України [39]. Було розроблено пропозиції щодо більш детального вітрового районування гірського Карпатського регіону (у межах Закарпатської області) із запровадженням додаткових 4 районів (з 6-го по 9-й) з характеристичними вітровими навантаженнями в інтервалі 0,6...1,9 кПа [46]. І.М. Добрянським з колегами отримані результати для перевірки положень ДБН щодо профілів вітрового тиску на висотні споруди в умовах міської забудови [47]. В.А. Пашинський розробив нову методичку адміністративно-територіального районування вітрових навантажень на будівельні конструкції [48].

В якості висновків відмітимо, що у даному розділі показано, як протягом останніх дев'яноста років вітчизняні норми проектування будівельних конструкцій щодо нормування вітрових навантажень зазнали значних змін і розширили свої статистичні основи. Розвинене територіальне вітрове районування, зросла кількість вітрових районів, особливо на території України. Модифіковано обґрунтування нормативних (характеристичних) та розрахункових значень вітрового навантаження на основі збільшеного періоду повторюваності. Отримано статистичне обґрунтування експлуатаційного значення вітрового навантаження. Відзначено високий науковий рівень вітчизняних норм ДБН В.1.2-2006 «Навантаження та впливи», які мають сучасний статистичний базис, асоціюються з нормами Єврокод та забезпечують необхідний рівень надійності будівельних конструкцій. Виділено нові наукові результати, які можна буде включити до наступних видань норм вітрового навантаження.

Матеріал даного розділу опублікований у статтях [49, 50].

#### **Література до розділу 4**

1. Лебедев С.И. Ветер как нагрузка сооружений / С.И. Лебедев. – М.-Л.: Техника управления, 1931. – 82 с.
2. Справочник инженера-проектировщика сооружений. Том II. Расчетно-теоретический. – М.: Госстройиздат, 1934.

3. Реттер Э.И. Ветровая нагрузка на сооружения / Э.И. Реттер. – Гл. ред. строит. лит, 1936.
4. Красноперов Е.В. Экспериментальная аэродинамика / Е.В. Красноперов. – М.: ОНТИ ИКТП, 1935.
5. Стрелецкий Н.С. Об исчислении запасов прочности сооружений / Н.С. Стрелецкий // Металлические конструкции: Сб. трудов МИСИ №1. – М.-Л.: Гос-стройиздат, 1932. – С. 3 – 32.
6. Стрелецкий Н.С. Основы статистического учета коэффициента запаса прочности сооружений / Н.С. Стрелецкий. – М.: Госстройиздат, 1947. – 94 с.
7. Савицкий Г.А. О нормах ветровой нагрузки на высокие сооружения / Г.А. Савицкий // Строительная промышленность. – 1945. – № 10-11. – С 15 – 16.
8. Барштейн М.Ф. Воздействие ветра на высокие сооружения / М.Ф. Барштейн // Строительная механика и расчет сооружений. – 1959. – №1. – С. 19 – 32.
9. Анапольская А.Е. Методика определения расчетных скоростей ветра для определения ветровых нагрузок на строительные сооружения / А.Е. Анапольская, Л.С. Гандин // Метеорология и гидрология. – 1958 – №10. – С. 9 – 17.
10. Керимов А.А. Сравнение результатов измерения скорости ветра, осуществленных различными приборами / А.А. Керимов, А.А. Исраимов // Метеорология и гидрология. – 1970. – №11. – С. 102 – 104.
11. Клепиков Л.В. Определение нагрузок при расчете строительных конструкций / Л.В. Клепиков, В.А. Отставнов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1962. – №5. – С. 39 – 45.
12. Савицкий Г.А. Ветровая нагрузка на сооружения / Г.А. Савицкий – М.: Стройиздат, 1972. – 111 с.
13. Никитин Н.В. Об определении ветровых нагрузок в Москве // Строительная механика и расчет сооружений / Н.В. Никитин, В.Н. Травуш. – 1969. – № 2. – С. 62 – 64.
14. Клепиков Л.В. О статистическом распределении скорости ветра / Л.В. Клепиков // Металлические конструкции. Сб. тр. №119. – М.: МИСИ, 1975. – С. 31 – 40.
15. Заварина М.В. Строительная климатология / М.В. Заварина. – Л.: Гидрометеоздат, 1976. – 321 с.
16. Duchene-Marullar Ph. Etudes des vitesses maximales annuelles de vent pour le calcul des surcharges / Ph. Duchene-Marullar // Cahier du CSTB. Liv.131. – Juillet, 1972.
17. Борисенко М.М. Вертикальные профили ветра и температура в нижних слоях атмосферы / М.М. Борисенко // Труды ГГО, вып. 220. – Л.: Гидрометеоздат, 1974. – 204 с.

**РОЗДІЛ 4. Багаторічний досвід нормування середньої складової вітрового навантаження на будівельні конструкції**

---

18. Барштейн М.Ф. Руководство по расчету зданий и сооружений на действие ветра / Барштейн М.Ф. – М.: Стройиздат, 1978. – 224 с.

19. Davenport A.G. The dependence of wind loads on meteorological parameters / A.G. Davenport // Jut. Research Seminar on Wind Effects on Building and Structures. – Ottawa, 1967.

20. Soize C. Approche aléatoire des effets du vent et de la houle sur les structures / C. Soize // Cont. spécialisée sur la sécurité probabiliste des structures. СТІОМ. – 1986.

21. Wianecki J. Sécurité des structures sous l'action du vent / J. Wianecki //Annales JIVTP. – 1985. – № 434. – p.p. 69 - 100.

22. Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность / А.Р. Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1978 – 239 с.

23. Райзер В.Д. Методы теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций / Райзер В.Д. – М.: Стройиздат, 1986. – 192 с.

24. Отставнов В.А. О новых дополнениях и изменениях главы СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия» / В.А. Отставнов, А.А. Бать, Л.В. Клепиков // Промышленное строительство. – 1983. – №9. – С. 9 – 10.

25. Цейтлин А.А. Новая редакция раздела «Ветровые нагрузки» гл. СНиП «Нагрузки и воздействия» / А.А. Цейтлин, А.С. Бернштейн, Н.И. Гусева, Н.А. Попов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1987. – №6. – С. 28 – 33.

26. Лукьянов К.И. Определение расчетных ветровых нагрузок на колонны в период монтажа / К.И. Лукьянов, Ю.В. Карманов, В.С. Костин // Промышленное строительство и инженерные сооружения. – 1987. – №3. – С. 24 – 25.

27. Горев В.В. Обеспечение надежности стальных колонн с учетом региональных особенностей / В.В. Горев, В.Г. Огневой // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1995. – №12. – С. 13 – 19.

28. Popov N.A. Wind Speed Profile in Moscow / N.A. Popov, V.I. Travoush // Problems of the Technical Meteorology. Proc. of 3<sup>rd</sup> Int. Conf. – Lviv, Ukraine, 22-26 May 2006. – Lviv, 2006. – p. 104 – 108.

29. Хлыстунов М.С. Высокоразрешающие исследования закономерностей формирования порывов ветра в Москве / М.С. Хлыстунов, В.И. Прокопьев, И.Г. Могилюк // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – №11. – С. 44 – 47.

30. Попов Н.А. Воздействие ветровых и снеговых нагрузок на большепролетные покрытия / Н.А. Попов, И.В. Лебедева, Д.С. Богачев, М.М. Березин // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – №12. – С. 71 – 76.

31. Чурин П.С. Экспериментальное исследование ветрового и снегового воздействия на проектируемый аэропортовый комплекс / П.С.

Чурин, Ю.С. Грибач // Промышленное и гражданское строительство. – 2016. – №11. – С. 24 – 27.

32. Пичугин С.Ф. Вероятностное представление нагрузок на строительные конструкции / С.Ф. Пичугин // Известия вузов. Строительство. – 1995. – № 4. – С. 12 – 18.

33. Pashinski V.A. Wind Load Probabilistic Description and Value Computation Procedure Adopted for Building Code of Ukraine / V.A. Pashinski, S.F. Pichugin // Preprints EECWE'94. – Warsaw (Poland)/ – 1994. – Part 1, Vol.3. – P. 49 – 52.

34. Пичугин С.Ф. Вероятностный анализ ветровой нагрузки / С.Ф. Пичугин // Известия вузов. Строительство. – 1997. – №12. – С. 13 – 20.

35. Pichugin S.F. Probabilistic Analysis on Wind Load and Reliability of Structures / S.F. Pichugin // Proc. of the 2 EACWE. Vol. 2. – Genova (Italy), 1997. – P. 1883 – 1890.

36. Pichugin S.F. Probabilistic Specification of Design Wind Load Coefficients / S.F. Pichugin // 2<sup>nd</sup> East European Conference on Wind Engineering. – Prague, 1998. – P. 511 – 515.

37. Пичугин С.Ф. Случайные параметры ветровой нагрузки / С.Ф. Пичугин // Вісник ДонДАБА, вип. 2001-4(29). Будівельні конструкції, будівлі та споруди. Том 1. Вплив вітру на будинки і споруди. – 2001. – С. 45 – 50.

38. Пичугин С.Ф. Ветровая нагрузка на строительные конструкции / С.Ф. Пичугин, А.В. Махинько. – Полтава: Изд-во «АСМІ», 2005. – 342 с.

39. Кінаш Р.І. Вітрове навантаження і вітроенергетичні ресурси в Україні / Р.І. Кінаш, О.М. Бурнаєв. – Львів: Вид-во науково-технічної літератури, 1998. –1152 с.

40. Пашинський В.А. Атмосферні навантаження на будівельні конструкції / В.А. Пашинський. – К.: Вид-во «Сталь», 1999. – 185 с.

41. Simiu E. Wind Effects on Structures: Fundamentals and Applications to Design / E. Simiu, R.H. Scanlan. – New York: John Wiley, 1996. – 704 p.

42. Пічугін С.Ф. Особливості імовірнісного розрахунку елементів на вітрове навантаження / С.Ф. Пічугін, В.О. Северин // Вісник ДонДАБА, вип. 2001-4(29). Будівельні конструкції, будівлі та споруди. Том 1. Вплив вітру на будинки і споруди. – 2001. – С. 91 – 96.

43. Sergiy Pichugin. Certain problems and probabilistic modelling of wind loads / Sergiy Pichugin and Vitaliy Severin // Proceedings of 3<sup>rd</sup> East European Conference on Wind Engineering (3<sup>rd</sup> EECWE'2002) 21-25 May 2002, Kyiv, Ukraine. – Kyiv, 2002. – P. 58 – 60.

44. Пічугін С.Ф. Імовірнісні моделі атмосферних навантажень / С.Ф. Пічугін, В.О. Северин // Proceedings of 2<sup>nd</sup> International Conference «Problems of the Technical Meteorology». – Lviv, 2002. – P. 113 – 118.

**РОЗДІЛ 4. Багаторічний досвід нормування середньої складової вітрового навантаження на будівельні конструкції**

---

45. Пічугін С.Ф. Імовірнісний опис статичної складової вітрового навантаження у техніці абсолютних максимумів випадкового процесу / С.Ф. Пічугін, А.В. Махінько // Вісник ДонДАБА, вип. 2003-2 (39). Буд. констр., будівлі та споруди. Том 2. Баштові споруди: Матеріали, конструкції, технології. – 2003. – С. 76 – 82.

46. Кінаш Р.І. Районування території Закарпатської області за вітровим навантаженням / Р.І. Кінаш, Я.С. Гук // Зб. наук. праць Укр. науково-досл. та проектного ін.-ту стал. конструкцій ім. В.М. Шимановського. – К.: Вид-во «Сталь», 2010, вип. 5 – С. 117 – 123.

47. Добрянський І.М. Актуальні проблеми дослідження профілів змінного з висотою тиску на будівлі і споруди / І.М. Добрянський, С.С. Лопатка // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». – Львів, 2002. – №462. – С. 41 – 46.

48. Пашинський В.А. Методика адміністративно-територіального районування кліматичних навантажень на будівельні конструкції / В.А. Пашинський // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць. Вип. 32. – Рівне: НУВГП, 2016. – С. 387 – 393.

49. Pichugin Sergii. Many years of experience of standarding the medium component of wind load on building structures / Sergii Pichugin // Зб. наук. праць (галуз. машинобудування, будівництво) / Нац. ун-т «Полтавська політехніка ім. Юрія Кондратюка». – Вип. 2 (57). – Полтава: НУ ПП, 2021. – С. 5 – 13. <https://doi.org/10.26906/znp.2021.57.2579>.

50. Пічугін С.Ф. Тенденції розвитку норм вітрового навантаження на будівельні конструкції / С.Ф. Пічугін // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві: Зб. наук. праць. Вип. 18. – Луцьк: Луц. НТУ, 2022. – С. 98 – 116. DOI: 10.36910/6775-2410-6208-2022-8(18)-12.

## **РОЗДІЛ 5 РОЗВИТОК НОРМУВАННЯ КРАНОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ**

*Дайте мені точку опори, і я переверну Землю!*

**Архімед (про закон важеля)**

*Підйомні крани використовують важелі у своїй конструкції*

**Вікіпедія**

### **Вступ**

Підйомно-транспортні машини – незамінний елемент будь-якої сфери економіки. Технологічний процес більшості виробничих підприємств пов'язаний з необхідністю механізувати операції з вертикального і горизонтального транспортування вантажів з великим діапазоном ваги. Цю механізацію поряд з іншими транспортними засобами здійснюють за допомогою мостових (опорних) і підвісних кранів, що представляють собою спеціальні пристрої, які рухаються з вантажами уздовж і поперек цеху. Забезпечення надійності та безаварійності будівель та споруд у великій мірі залежить від правильного розуміння природи і кількісного опису та нормування навантажень на будівельні конструкції, в тому числі кранових навантажень. Навантаження від кранів можуть бути значними, вони мають змінний динамічний характер і здійснюють суттєвий силовий вплив на конструкції виробничих будівель. Ці особливості в певній мірі відображено в розділах норм проектування будівельних конструкцій, що містять нормативи кранового навантаження. Більшість параметрів норм кранового навантаження має імовірнісну природу і вимагає для свого обґрунтування застосування статистичних методів. Ці методи постійно змінювали і розвивали паралельно з регулярним переглядом норм будівельного проектування. Аналіз еволюції норм кранового навантаження разом з їх статистичним обґрунтуванням представляє собою актуальну задачу.

Із затвердженням перших вітчизняних будівельних норм, що включали розділ кранових навантажень, зв'язані публікації 30-х років будівельників і кранівників [1 – 3]. Згодом активні дослідження навантажень мостових кранів виконували у ЦНПС [4, 5]. Цей процес активізувався з підготовкою розрахунків конструкцій на основі методики граничних станів [6]. У післявоєнні роки дослідження кранових навантажень відновив ЦНДІБК [7 – 10]. У 60 – 80-ті роки минулого століття комплексні дослідження кранових навантажень виконувала Випробувальна станція Московського інженерно-будівельного інституту

(МІБІ) [11 – 33]. Починаючи з 1970-х років дослідження кранових навантажень проводять у Полтавському інженерно-будівельному інституті (нині Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка») [34 – 44]. Проведені дослідження сприяли регулярному перегляду норм навантажень і вдосконаленню нормування кранових навантажень. Починаючи з 1990-х років минулого століття, норми проєктування розробляли окремі країни, що раніше входили у склад СРСР. У зв'язку з цим в Україні активізувалися імовірнісні дослідження кранових навантажень, результатом яких став відповідний розділ ДБН В.1.2-2006 «Навантаження і впливи». У наступні роки дослідження кранових навантажень продовжили разом з обґрунтуванням і уточненням розрахункових коефіцієнтів норм проєктування [45 – 48].

Змістом даного розділу є систематизований огляд результатів досліджень і наукових публікацій з проблеми кранових навантажень за 90-річний період з 30-х років ХХ століття до теперішнього часу. Підкреслено, що ці навантаження на споруди мають складну фізичну природу і мінливий характер. Головну увагу приділено виявленню зв'язку розвитку норм кранових навантажень з результатами експериментальних досліджень цих навантажень. Виділено аспекти імовірнісного обґрунтування розрахункових коефіцієнтів, призначення нормативних і розрахункових значень кранового навантаження. Намічено наукові результати, які можна включити в наступні видання норм кранового навантаження.

### **5.1. Класифікація і короткий опис мостових кранів**

Оскільки кранові силові впливи залежать від виду мостових кранів, нижче наводиться коротка інформація щодо різновидів кранів, якими оснащують промислові будівлі різного призначення.

Всі мостові крани поділяють:

- за способом підвісу вантажу – на крани з гнучким та жорстким підвісом вантажу;
- за приводом механізму руху моста крана – на крани з центральним та роздільним приводом.

Залежно від призначення мостові крани, які встановлюють у промислових будівлях, підрозділяють на наступні основні групи: крани загального призначення, спеціальні крани і металургійні крани.

**Мостові 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 тощо. Основними вантажозахватними органами кранів загального призначення є головний і

допоміжний крюки (гаки), які можуть переміщатися вертикально, вздовж і поперек цехів. Тому такі крани називаються також крюковими (гаковими).

Класифікація крюкових кранів:

- Ручні крюкові однобалочні і двобалочні крани, призначені для підйому і переміщення вантажів у разі виконання періодичних робіт, відсутності силового струмопідвода в складах, у монтажних і ремонтних цехах, у 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 (рис. 5.1, а).

- Електричні крюкові великій вантажопідйомності (багатоколісні), призначені для переміщення вантажів великої маси у механічних і складальних цехах. Крім того, вони можуть бути використані у монтажних і ремонтних роботах (рис. 5.1, б).



а – двобалочний кран



б – кран великої вантажопідйомності



в – магнітний кран



г – грейферний кран

**Рис. 5.1. Мостові підйомні крани:**

а, б – крюкові крани загального призначення;

в, г – спеціальні крани

***Мостові крани спеціального призначення.***

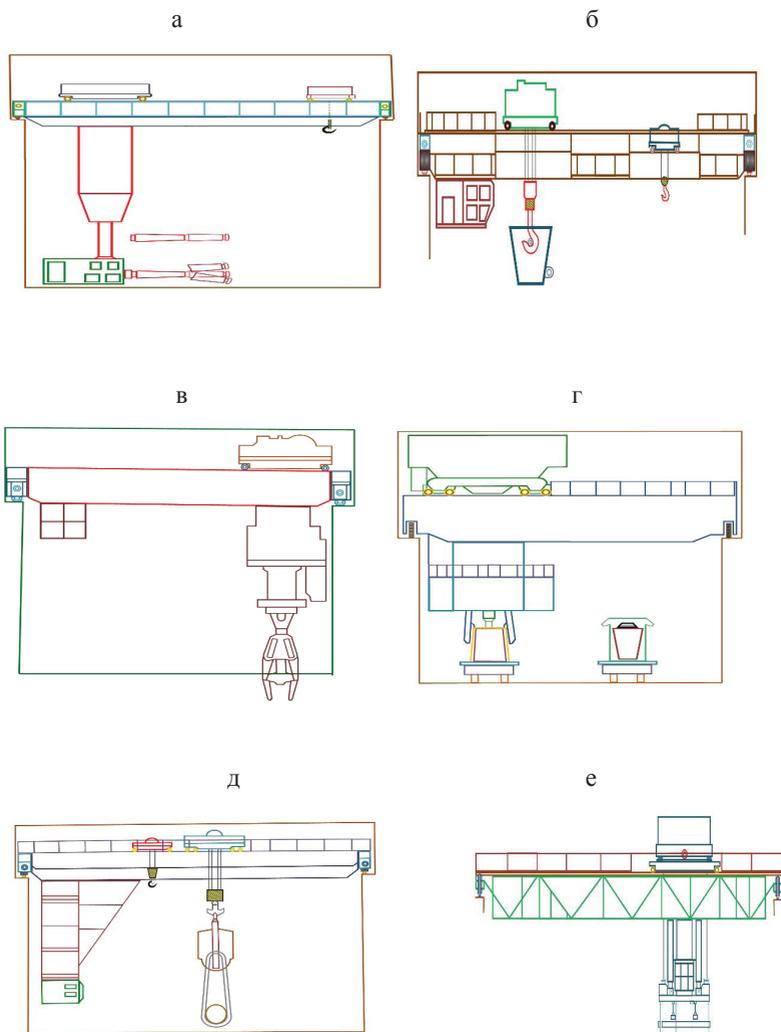
- *Магнітні крани*, які призначені для підйому і транспортування виробів з чорних металів, що мають магнітні властивості (скрапу, стружки, листового і профільного прокату, виливниць для розливання сталі, металобрухту тощо). Магнітні крани забезпечені вантажними електромагнітами, що підвішуються на крюковій підвісі або на траверсах (на гнучкому або жорсткому підвісі), розташованих у поздовжньому або поперечному напрямі відносно моста (рис. 5.1, в).

- *Грейферні крани*, які призначені для перевантаження, підйому і транспортування сипких, навалювальних і кускових матеріалів за допомогою канатного чи навісного електромеханічного або електродвигавлічного грейфера (рис. 5.1, г).

***Металургійні мостові крани*** – особливий тип кранів, задіяних у технологічному процесі металургійних і машинобудівних заводів у виконанні підйомно-транспортних і різних технологічних операцій. На відміну від звичайного мостового крану, який обслуговують кранівник і стропальник, металургійним краном зазвичай керує тільки машиніст. 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. Більшість металургійних кранів віднесено до груп режимів роботи 7К (важкому) і 8К (дуже важкому).

- *Мульдо-завалочні крани* призначено для завалки твердої шихти в сталеплавильні печі, для виконання допоміжних підйомно-транспортних операцій під час ремонту й обслуговування печей, а також прибирання робочого майданчика цеху (рис. 5.2, а). Робочий захватний орган виконано 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 їх у сталеплавильну піч.

- *Ливарні крани* є основним підйомно-транспортним устаткуванням, яке використовують на металургійних підприємствах для транспортування, заливки і розливання рідкого металу (рис. 5.2, б). По головних балках таких кранів переміщається головний візок, по допоміжних балках – допоміжний візок. 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 виконано у вигляді траверси з широко розставленими пластинчатими однорогими крюками, підвішеними до осей.



**Рис. 5.2. Металургійні мостові крани:**  
а – мульдо-завалочний кран; б – ливарний кран; в – стріпер-кран;  
г – колодязний кран; д – кувальний кран; е – кран прокатного цеху

- *Крани для роздягання зливків (стрипер-крани)* встановлюють у спеціальних (стриперних) відділеннях сталеплавильних цехів, вони виконують технологічні операції, пов'язані з роздяганням сталевих зливків з виливниць (рис. 5.2, в). Візок крану має жорсткий підвіс вантажу, великі і малі кліщі, закріплені в спеціальному патроні, що рухається по спеціальному направляючому, закріпленому усередині круглої шахти. Шахту жорстко приєднано до рами візка.

- *Колодязні крани* використовують у відділеннях нагрівальних колодязів блюмінгів або слябінгів. Вони переміщують зливки з вагонеток на подини нагрівальних печей (рис. 5.2, г). Зливки підігривають до температури 1100...1200 °С, а потім колодязними кранами переміщують до зливководу, який транспортує їх до приймального роликowego 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 переміщуються по направляючому, встановленим у шахті.

- *Кувальні крани* застосовують у кувальсько-пресових цехах для кування поковок пресами, включаючи подання заготовок на стіл і знімання зі столу, підтримку і поворот заготовки в процесі кування, регулювання положення поковки на столі пресу (рис. 5.2, д). На крюку головного візка підвішено кувальський кантувач з шарнірним ланцюгом, що підтримує патрон, в якому закріплена цапфа зливки. Кування здійснюють верхнім бойком пресу.

- *Крани прокатних цехів* займають особливе місце в групі металургійних цехів, їх включено в безперервний технологічний процес і зайнято транспортуванням та складуванням сталевого прокату або заготівель. Пратцен-крани (крани з підхватами або лапами) мають вантажозахватні пристрої у вигляді траверси з лапами, а також вантажопідійомними магнітами або крюками. Лапи використовуються для страховки вантажу у разі роботи магнітами або транспортування нагрітого прокату. Мостові крани з механізмом обертання головного крюка призначено для транспортування рулонів у цехах холодної прокатки (рис. 5.2, е). Відповідно до технологічного процесу на крюк цих кранів можуть бути підвішені магніт, скоба, кліщі для транспортування рулонів або спеціальна траверса з розсувними лапами.

## **5.2. Початок нормування кранових навантажень (1930 – 40 рр.)**

Вітчизняне нормування кранових навантажень розпочато 1930 року, коли Комітет зі стандартизації при Раді Праці і Оборони підготував і ввів в дію перші норми в галузі будівництва – «Єдині норми будівельного проектування». З огляду на те, що в той час відповідні експериментальні роботи в СРСР не проводили, основу прийнятих нормативів становили

зарубіжні норми, роботи кранівників та довідкові видання, наприклад [1]. У розвиток «Єдиних норм» були розроблені різні відомчі нормативні документи. Зокрема, були прийняті «Металеві конструкції і споруди. Технічні умови і норми проектування і возведення» (1931 р.). У них горизонтальні навантаження, що передаються від кранів на кранові колії та спрямовані уздовж будівлі, визначено як

$$H = 0,1Pn, \quad (5.1)$$

де  $P$  – розрахунковий вертикальний тиск на колесо крана;  
 $n$  – кількість гальмівних коліс крану, що знаходиться на балці.

При цьому значення сил звичайної інтенсивності було прийнято таким, що дорівнювало 0,5 величин, отриманих за формулою (5.1) (очевидно, таким чином було зроблено першу спробу врахування режиму роботи мостових кранів). Формула (5.1) отримано на підставі закону тертя  $F = fN$ , тобто сила тертя  $F$  дорівнює нормальному тиску  $N$ , помноженому на коефіцієнт тертя між рейками і колесами крана  $f$ , що дорівнює 0,1. Висловлювали думку, що цей коефіцієнт дещо занижений, так як, наприклад, стосовно залізничних локомотивів коефіцієнт тертя між рейкою і колесом у звичайних умовах становив від 1/5 до 1/6 і при мокрих рейках дорівнював 1/7.

Було прийнято, що поперечне кранове навантаження є наслідком гальмування візка крана з вантажем, і його визначено за формулою

$$T = \frac{0,1(Q + q)n}{n_0}, \quad (5.2)$$

де  $Q$  – вага вантажу;  $q$  – вага візка;  $n_0$  – кількість колес візка;  
 $n$  – кількість гальмівних колес візка.

Це зусилля розподіляли між підкрановими балками пропорційно їх бiчним жорсткостям.

Для особливо швидко або повільно працюючих кранів ТУ дозволяли визначати горизонтальні сили за формулою:

$$H = \frac{\sum Q}{10} \cdot \frac{v}{t}, \quad (5.3)$$

де  $\sum Q/10$  – маса вантажів, що переміщуються (цифра 10 у знаменнику наближено враховує  $g = 9,8 \text{ м/с}^2$ );  $v$  – максимальна швидкість руху крана;  $t$  – час гальмування.

Формулу (5.3) було отримано з умови рівності кінетичної енергії руху та роботи сили  $H$ . У разі зростання швидкості за законом трикутника ця формула визначає середню величину сили, що дорівнює половині максимальної миттєвої сили  $H_{\max}$ , що виявляється при гальмуванні.

У період 1930 – 1940 рр. спостерігали певний різнобіч в проектно-будівельному нормуванні. Різні відомчі нормативи та технічні умови не завжди відповідали один одному. Зокрема, технічні умови проектування сталевих конструкцій і правила розрахунку залізобетонних конструкцій регламентували, що вертикальні тиски коліс крана повинні множитися на коефіцієнт динамічності, що дорівнює для металевих балок 1,1, а для залізобетонних балок – у межах від 1 до 1,2 (в залежності від швидкості пересування кранів). Відносно сил поперечного гальмування електричних кранів було додатково вказано, що їх розподіляють не на одну рейку, а на дві, пропорційно бічній жорсткості підкранових балок [2, 3]. З огляду на те, що кількість гальмівних коліс візка зазвичай дорівнює половині загального їх числа (два з чотирьох), форму регламентації сили поперечного гальмування, встановлену в «Єдиних нормах», було змінено. Було прийнято, що ця сила дорівнює 0,05 суми вантажопідйомності крана і ваги візка, вона розподіляється порівну між колесами крана. У разі розрахунку будівельних конструкцій під ручні крани поздовжні і поперечні гальмівні сили не враховували.

Практика проектування, досвід нормування навантажень і поглиблений аналіз дії навантажень від кранів призвели до появи перших рекомендацій щодо розрахункових сполучень кранових навантажень. У технічних умовах і правилах зазначено, що одночасне гальмування так званої «звичайної інтенсивності» (яке дорівнює половині найбільших гальмівних зусиль) враховують в одній з наступних трьох комбінацій:

- гальмування візків з вантажем не більше ніж двох кранів;
- гальмування моста не більше ніж двох навантажених кранів;
- сполучення поздовжнього гальмування одного крана з поперечним гальмуванням іншого.

У кінці 30-х років минулого століття провідна будівельна науководослідницька організація – Центральний науковий інститут промислових споруд (ЦНПС) – організувала масштабні натурні дослідження дійсної роботи і навантажень мостових кранів на сталеві каркаси виробничих будівель. Вивчення горизонтальних навантажень 60-тонного мостового крана мартенівського цеху провів інж. О.І. Кікін [4]. Вимірювали швидкість і час пуску та гальмування крана й його візка. Експеримент підтвердив справедливість формули (5.3) у разі пуску і гальмуванні як самого крана, так і його візка за відношення  $v_{\max}/t_{\max} \geq 0,5$ , де  $v_{\max}$  – максимальна швидкість руху крана в м/с і  $t_{\max}$  – повний час гальмування в секундах. За відношення  $v_{\max}/t_{\max} \leq 0,5$  знаменник формули (5.3)

змінюють на 5. У наступних варіантах норм навантажень ця формула відсутня.

Співробітник ЦНІПС Н.Є. Романов розробив оригінальну методику вимірювань поперечних навантажень діючих мостових кранів [5]. Замість вилученого кріплення підкранової балки до колони встановлювали кільцевий динамометр, який попередньо проходив тарування на пресі. Деформації кільця фіксували самописним екстензографом Гейгера і переводили в значення поперечного кранового навантаження. Були проведені випробування 60, 125 і 220-тонних ливарних кранів. Вимірювання при стоячому в створі випробувань крані з гальмуючим візком підтвердили справедливість формули (5.2) без введення понижувального коефіцієнта 0,5. Поперечні навантаження у разі проїздів кранів повз створу вимірів мали різний характер, проте у всіх випадках вони значно перевищували сили від гальмування візка.

Розвиток методів розрахунку будівельних конструкцій, особливо стосовно оцінювання запасу міцності конструкцій, вимагав об'єктивно виявляти параметри навантажень і міцності матеріалів [6]. Тому зростає необхідність використання статистичних методів опису змінних навантажень, що мають виразний випадковий характер. Однак у цей період подібні методи не розробляли, і рішення щодо перегляду норм кранових навантажень приймали на основі досвіду експлуатації, без імовірного обґрунтування.

У 1940 р. було прийнято загальносоюзний стандарт ОСТ 90057-40 «Навантаження корисні», в якому кранове навантаження було уточнено. На додаток до колишніх вимог у ньому підкреслено, що поперечна сила повинна залежати від типу підвісу вантажу. Для кранів з гнучким підвісом вантажу ця сила приймалася, як і раніше, такою що дорівнює 0,05 суми вантажопідйомності і ваги візка, а для кранів з жорстким підвісом удвічі більшою – 0,1 тієї ж суми. На відміну від колишніх вимог у стандарті вказано, що поперечне гальмівне зусилля від крана слід передавати повністю на одну підкранових балку і розподіляти порівну між усіма колесами з цього боку крана. Таким чином, гальмівну силу, що передається на колесо крана з гнучким підвісом вантажу, було визначено як

$$T_k = \frac{0,05}{n_0}(Q_t + Q), \quad (5.4)$$

де  $Q_t$  – вага візка крана;  $Q$  – вантажопідйомність крана;  $n_0$  – кількість коліс з кожного боку моста крана.

Підставою для такого підвищення зусиль (для підкранових балок з рівними бічними жорсткостями ці зусилля зросли вдвічі) послужило,

очевидно, те, що почастишали випадки порушення умов нормальної експлуатації підкранових балок у виробничих цехах. Брали до уваги також описані вище результати натурних вимірювань кранових навантажень, виконаних вченими ЦНПС.

У 1942 р замість ОСТ 90057-40 було видано державний стандарт ГОСТ 1645-42. Додатково до колишніх вимог в ньому уточнено, що у розрахунку підкранових конструкцій вертикальне навантаження приймають від фактичного числа кранів, але не більше ніж від двох, що зближуються у разі спільної роботи в кожному прольоті будівлі і на кожному ярусі. В багатопролітних цехах враховано можливість розташування кранів в одному створі в сусідніх прольотах.

У передвоєнні і перші повоєнні роки Інститутом Діпромез під керівництвом к.т.н. О.І. Кікіна (згодом доктора технічних наук) виконували масштабні дослідження режиму експлуатації та навантажень мостових кранів у цехах металургійного виробництва. Всього було обстежено 24 цехів, навантаження заміряли від 10 кранів в 5 цехах. О.І. Кікін поділив горизонтальні поперечні впливи мостових кранів на *бічні сили*, що виникають за умов руху кранів по підкрановим коліям, і *гальмівні сили*, викликані гальмуванням візків мостових кранів. Величини бічних сил визначали наступні складові: рухомий момент від перекосу моста крана, розпір між краном і поперечною рамою цеху та сили розпирання або стягування, що виникають у разі звужень або розширень підкранових колій. Виміряні бічні сили були значно (до 3...5 разів) більші, ніж навантаження від гальмування візків з вантажем.

На підставі виконаних експериментально-теоретичних розробок О.І. Кікін дав наступні рекомендації щодо розрахунку конструкцій на кранові навантаження:

а) розрахунок поперечних рам і колон допускається проводити за нормативною розрахунковою схемою з подальшим збільшенням моментів у верхніх частинах колон на 50%; для випадку перекосу кранів (при  $Q < 30t$  і  $L_{cr}/B \geq 5$ ) слід враховувати одну силу  $H = G_{cr}L_{cr}/100B$  ( $Q$  – вантажопідйомність крана;  $G_{cr}$  – загальна вага крана;  $L_{cr}, B$  – проліт і база крана;  $F_{(.)}$  – вертикальні тиски коліс кранів);

б) бічні сили необхідно розглядати як місцеве навантаження у розрахунку верхніх поясів підкранових балок, гальмівних ферм і кріплень підкранових балок до колон, причому їх величини на колеса такими, що дорівнюють:

- для кранів з гнучким підвісом –  $H = 0,1F_{cp}$  ;
- для кранів з жорстким підвісом –  $H = 0,1F_{max}$  ;
- для кранів, схильних до перекосу –  $H = G_{cr}L_{cr}/100B - 0,1F_{min}$  .

Отримані результати було використано при складанні ТУ 104-53 «Технічні умови проектування сталевих конструкцій будівель металургійних заводів з важким режимом роботи». У них було введеної бічні сили, які, однак, рекомендовано враховувати тільки для окремих конструкцій і вузлів шляхом множення нормативних гальмівних сил на підвищувальний коефіцієнт, що дорівнював 1,1...2,5, при розрахунку верхніх поясів підкранових балок і гальмівних конструкцій, і коефіцієнт, що дорівнював 2,2...5,0, при розрахунку кріплення гальмівних конструкцій підкранових балках до колон. Такий підхід носив вимушений вибірковий характер і не брав до уваги бічні сили у розрахунку поперечних рам. Дані коефіцієнти потім перейшли в НіТУ 121-55 «Норми і технічні умови проектування сталевих конструкцій».

Крім того, О.І. Кікін вперше було пророблено розрахункові схеми завантаження вертикальним крановим навантаженням, що можна вважати першим підходом до вирішення завдання сполучення компонентів даного навантаження. Візуальними спостереженнями визначали для кранів різного призначення робочі зони, де крани зазвичай переміщують вантажі, і виділяли зони, які не обслуговуються, де крани з яких-небудь причин не переміщують або не можуть переміщати вантажі. Розміри робочих зон і зон, що не обслуговуються, характер кранових навантажень і схеми завантаження визначають особливості технологічного процесу. О.І. Кікін виділив кілька диференційованих розрахункових схем завантаження вертикальним навантаженням у металургійних цехах:

1) два зближених навантажених крана, тобто, рекомендована нормами схема – для будівель нагрівальних колодязів, складів заготовок і готової продукції, стріперних цехів;

2) один навантажений кран й інший з неповним вантажем – для розливних прольотів мартенівських цехів, шихтових дворів й ін.;

3) один навантажений і один порожній кран – для будівель міксерів, пічних прольотів мартенівських цехів й ін.;

4) один навантажений кран меншої вантажопідйомності і один порожній кран меншої вантажопідйомності, або один кран більшої вантажопідйомності – для будівель блюмінга, прокатних станів і ремонтних цехів.

Врахування в розрахунках наведених схем дає можливість в ряді випадків зменшити розрахункове вертикальне навантаження на підкранові конструкції на 10...45%. При цьому О.І. Кікін відзначив велике число випадків перевантаження конструкцій кранів і підкранових колій мартенівських цехів внаслідок зростання продуктивності мартенівських печей і збільшення ваги їх плавки.

### **5.3. Експериментальні дослідження кранових навантажень (1950 – 1960 рр.)**

У 50-ті роки минулого століття дослідження бічних сил мостових кранів було продовжено в ЦНПІС під керівництвом М.Ф. Барштейна [7]. Результати експериментальних досліджень чотириколісних кранів підтвердили, що неточності виготовлення і монтажу конструкцій крана та підкранових колій призводять до перекосів крана. До основних факторів, що визначають величини бічних сил, автор відносить непаралельність і ухили кранових колій, різницю діаметрів ведучих коліс і монтажний перекоп коліс. Вивчення характеру руху крана в натурних умовах показало, що крім поступального руху, колеса крана здійснюють безперервні бічні зміщення, при цьому рух моста є близьким до усталеного. Цей факт дозволив не враховувати сили інерції в теоретичних дослідженнях. В якості нормативного навантаження М.Ф. Барштейн запропонував прийняти бічні сили, що виникають за умов руху набігаючого на рейку крана з колесами, що мають нормальні заводські допуски, по підкранових шляхах, укладених зі звичайними монтажними відхиленнями. У цьому випадку формулу бічних сил з урахуванням псевдоковзання і кута перекосу колеса  $\beta = 0,001$  було отримано в такому вигляді:

$$H = 1,5\sqrt{F_{\max} \cdot d} \text{ (кгс)}, \quad (5.5)$$

де  $d$  – діаметр колеса крана.

Величини, підраховані за формулою (5.5), виявили близькими до результатів, обчислених за формулою  $H = 0,1F_{\max}$ , яку М.Ф. Барштейн рекомендував для визначення бічних сил.

У першому виданні Державних будівельних норм і правил СНиП II-Б.1-54 «Навантаження і впливи» було збережено загальні рекомендації попередніх нормативів щодо навантажень мостових кранів із зазначенням, що «... вплив перекосів крана повинен враховуватися відповідно до спеціальних норм і технічних умов». У зв'язку з переходом до методики розрахунку конструкцій за граничними станами до кранового навантаження було введено коефіцієнт перевантаження 1,3. У розрахунку підкранових балок навантаження від кранів рекомендовано множити на динамічний коефіцієнт.

Роботи щодо вивчення бічних сил мостових кранів продовжили, починаючи з 1954 р, в Інституті ВНІПТМАШ під керівництвом В.П. Балашова [8]. Дослідження включали теоретичну частину, експериментальну перевірку і стосувалися чотириколісних і багатоколісних кранів з колесами на підшипниках кочення з центральним і роздільним приводами. Розрахунковим випадком вважали перекоп крана

при його русі, який викликають численні фактори, серед яких виділяється різниця діаметрів і перекіс осей коліс, а також зміщення кранових шляхів у горизонтальній і вертикальній площинах. Було встановлено, що джерелами виникнення бічних сил є сили тертя поперечного ковзання колеса, поперечні сили взаємодії реборди колеса і бічної поверхні рейок за їх контакту, поперечна складова сил опору руху. У разі руху крана його перекіс обмежували реборди двох коліс, розташованих з одного боку крана або за діагоналлю моста. Експериментальну перевірку отриманих теоретичних залежностей проводили на дослідному чотириколісному крані ВНШПТМАШ, встановленому на дослідному каркасі ЦНПС. У випробуваннях під час руху крана проводили записи швидкостей обертання електродвигунів, вільних проміжків між рейкою і зовнішніми ребордами коліс і бічні сили на кожному з коліс за допомогою тензокришок. Експеримент показав, зокрема, що величини бічних сил при роздільному приводі механізму руху моста були значно менше, ніж при центральному приводі, і характер їх зміни був більш спокійним. У разі, коли реборди не торкалися рейок, на колесах діяли сили поперечного ковзання, величини яких становили в середньому 0,1 від вертикального тиску на колесо. За даними В.П. Балашова, експериментальні величини бічних сил у разі перекосу крана відповідали теоретичним значенням. Проведені роботи розвинули уявлення щодо механічної природи бічних кранових сил, проте виведені формули не було включено в норми через свою громіздкість. Крім того, подальшими роботами було показано, що методика вимірювання бічних сил на колесах крана за допомогою тензокришок дає великі помилки, що дало підстави сумніватися в достовірності отриманих експериментальних результатів.

Ряд експериментальних досліджень кранових навантажень було проведено в ЦНДІБК в 1954 – 1955 рр. під керівництвом А.Х. Хохаріна [9]. Експерименти ставили на дослідному каркасі, обладнаному мостовим краном вантажопідйомністю 10 тс, а також у діючих цехах. Дослідження підтвердили, що в якості основного випадку силової взаємодії крана з підкрановими конструкціями слід розглядати випадок перекосу крана з контактом реборд коліс. На підставі наведених експериментальних досліджень (теоретичні дослідження не проводили), А.Х. Хохарін запропонував розрахункову формулу бічної сили, що передає колесо крана:

$$T = \alpha\beta \frac{L_{cr}}{B} F_{max}, \quad (5.6)$$

де  $F_{max}$  – максимальний вертикальний тиск колеса;  $L_{cr}$  – проліт крана;  $B$  – база крана;  $\beta$  – коефіцієнт, що враховує співвідношення

жорсткості моста крана і поперечної жорсткості рами цеху;  $\alpha$  – коефіцієнт, що приймають в залежності від вантажопідйомності крана і режиму роботи цеху в межах 0,01...0,03 у розрахунку гальмівних ферм і верхніх поясів підкранових балок і вдвічі більше – у розрахунку кріплень гальмівних ферм до підкранових балок і колон, рейок до підкранових балок.

З огляду на те, що експериментальне обґрунтування рекомендованих величин автор не навів, а зв'язок бічних сил кранів з жорсткістю поперечних рам в подальших дослідженнях не підтверджено, формулу (5.6) не було включено в норми проектування.

У кінці 50-х років минулого століття вийшла перша публікація щодо статистичного дослідження кранових навантажень, в якій О.О. Бать (ЦНДІБК) навів результати натурних досліджень режиму навантаження підкранових балок [10]. Використовували просту, але ефективну методику: механічний тензометр з базою 50 см встановлювали на нижній пояс підкранової балки на ділянці найбільш інтенсивного технологічного процесу. Знімання інформації виконували візуально за показниками індикатора годинникового типу протягом 2...6 діб. Дослідження проводили в 1956 – 1958 рр. в 25 діючих цехах 4-х металургійних заводів, всього було зафіксовано більше ніж 8 тис. циклів завантаження підкранових балок. Побудовані дослідні полігони напружень в балках одновершинні, тобто асоціюються з нормальним розподілом, коефіцієнт варіації – 0,10...0,39; кількість циклів навантажень за 40 років експлуатації 0,8...10 млн. Середні значення вимірних напружень знаходили в діапазоні 390...990 кгс/см<sup>2</sup>, що становило всього 15...45% напружень від розрахункових навантажень. Основною причиною цієї невідповідності була мала ймовірність спільного завантаження конструкцій двома кранами. Отримані дослідні статистичні дані по режиму експлуатації підкранових балок дозволили розвинути їх розрахунок на витривалість і дали уявлення про статистичну мінливість вертикальних кранових навантажень.

Починаючи з 50-х років минулого століття вивчення навантажень мостових кранів активно проводили в Московському інженерно-будівельному інституті (МІБІ) на Випробувальній станції кафедри металевих конструкцій. Результати цих досліджень узагальнені в колективних монографіях [11, 12], в написанні яких брав участь автор цієї книги. Перше масштабне статистичне вивчення вертикальних навантажень мостових кранів було проведено в кінці 50-х років минулого століття Б.М. Кошутіним [13]. Інформацію щодо кранових навантажень було отримано в діючих цехах візуальним методом з реєстрацією положення і всіх переміщень вантажних гаків кранів із записом ваги вантажу і місць його підйому і опускання. Спостереження проводили в 23 прольотах, які були розташовані в чотирьох цехах металургійного виробництва

(мартенівському, електросталеплавильному і прокатних) і в 12 цехах заводів важкого машинобудування (ливарних, ковальсько-пресових, механічних, механоскладальних, металоконструкцій). Для всіх кранів будувалися статистичні розподіли (полігони) ваги вантажів, що піднімаються, зусиль в елементах кранових мостів і вертикальних кранових навантажень на колони. Було отримано 52 експериментальних полігонів розподілу, що включали 65535 випадків появи вертикальних навантажень на колони і підкранові балки. Полігони виявили симетричними, одновершинними, їх було обґрунтовано замінено кривими нормального закону. Було визначено й узагальнено їх числові характеристики: математичне сподівання, стандарт, асиметрія й ексцес.

Розробляючи імовірнісний підхід до визначення коефіцієнта перевантаження, Б.М. Кошутін звернув увагу на хибне уявлення 50-х років минулого століття, що розрахункове навантаження повинно знаходитися на відстані трьох або чотирьох стандартів від центру кривої розподілу, тобто ймовірність його перевищення не повинна бути більше  $1,3 \cdot 10^{-3}$  або  $3,1 \cdot 10^{-5}$ . Якщо ж врахувати, що вертикальне кранове навантаження може діяти на колони, згідно з отриманими експериментальними даними,  $N = (0,6 \dots 6,5) 10^6$  разів за 20-річний термін експлуатації, то стає очевидним, що наведені вище ймовірності не гарантують достатню забезпеченість нормування кранових навантажень. З огляду на це, було запропоновано такий вираз для коефіцієнта перевантаження, що враховує особливості візуальної методики дослідження вертикальної кранового навантаження:

$$n = \left[ 1,1(\bar{X} + \beta\hat{X}) + 0,1 \frac{F_K}{F_{M1}} \right] \frac{F_{M1}}{F_{M2}}, \quad (5.7)$$

де  $\bar{X}$  і  $\hat{X}$  – експериментальне середнє статистичне значення і стандарт;  $F_K$  – навантаження на колону від ваги моста;  $F_{M1}$  і  $F_{M2}$  – навантаження на колону відповідно від одного і двох кранів;  $\beta$  – кількість стандартів, що відповідає ймовірності перевищення розрахункового навантаження  $V(F \geq F_p) = 1/N$ , де  $N$  – кількість завантажень за термін експлуатації.

На основі проведених статистичних досліджень Б.М. Кошутін запропонував диференційовані значення (прийняті з запасом) коефіцієнтів перевантаження вертикальної кранового навантаження 1,0...1,2 залежно від відношення  $F_{M1}/F_{M2}$  і параметра  $\eta = Q/(Q_t + Q_k)$ , де  $Q$  – вантажопідйомність крана;  $Q_t$  – вага візка;  $Q_k$  – вага моста крана.

О.О. Бать і Б.М. Кошутін в 1958 р. провели спільне дослідження вертикальних кранових навантажень на заводі Дніпроспецсталь у складах заготовок готового прокату прокатного цеху і в розливному прольоті

електросталеплавильного цеху [14]. Використовували паралельно візуальну методику з фіксацією положення гака крана і ваги вантажу, що піднімається, і вимірювання за допомогою тензометрів на нижніх поясах підкранових балок. Обидві методики дали наступні основні результати, що збігаються:

- криві розподілу вертикального навантаження на колони приблизно симетричні з найбільш імовірною величиною 0,35...0,60 від нормативного навантаження одного крана без динамічного коефіцієнта;
- випадки повного зближення двох кранів рідкісні і не надають помітного впливу на вигляд кривих розподілу навантажень;
- коефіцієнт перевантаження для кранового навантаження можна знизити з 1,3 до 1,2.

У 1962 р. виходить друге видання СНиП II-A. 11-62 «Навантаження і впливи». В об'ємній публікації [15] укладачі норм перераховують нові моменти видання, що стосуються кранових навантажень. Зменшено значення коефіцієнта перевантаження з 1,3 до 1,2 для вертикального і горизонтального навантажень від кранів вантажопідйомністю 5 тс і більше (чим враховані наведені вище результати статистичних досліджень). Динамічний коефіцієнт вертикальних навантажень прийнято єдиним (незалежно від виду матеріалу підкранових балок) і таким, що дорівнює 1,1. Додатково введено чотири уточнення:

- горизонтальні поперечні навантаження вважають прикладеними до голівки підкранової рейки; вони можуть бути спрямовані як всередину прольоту, так і назовні;
- в окремих випадках, обумовлених вимогами технологічного процесу (наприклад, часте використання спільно працюючих кранів у разі переміщення особливо важких вантажів), у визначенні вертикальних навантажень на даний підкрановий шлях слід враховувати можливість зближення зчепу з двох спільно працюючих кранів з третім, розташованим на тому ж шляху;
- в багатопролітних будівлях за умови розташування кранів в кожному прольоті тільки на одному ярусі вертикальні навантаження приймають не більше ніж від чотирьох найбільш несприятливих за впливом кранів;
- у розрахунку конструкцій на навантаження від одного крана слід враховувати обидва горизонтальні навантаження (поперечне і поздовжнє); у розрахунку ж на навантаження від двох кранів необхідно враховувати для кожного з них тільки одне горизонтальне навантаження (поперечне або поздовжнє).

Даний варіант СНиП, як і раніше, дистанціювали від конкретики у визначенні бічних сил мостових кранів: «Горизонтальні поперечні навантаження, що виникають при русі крана внаслідок його перекосів і непаралельності підкранових колій слід визначати і враховувати в

розрахунку відповідно до положень норм проектування будівельних конструкцій будівель і споруд різного призначення». Відповідно до даної установки, для сталевих конструкцій було збережено коефіцієнти  $\alpha_1$  і  $\alpha_2$ , що враховують дію бічних сил на окремі конструкції та вузли.

В розділ норм, що стосується сполучень навантажень, було внесено нові положення, які є результатами імовірнісних досліджень:

- вертикальні і горизонтальні навантаження від одного або двох мостових кранів (на одному або різних шляхах) слід розглядати за врахування сполучень як одне короткочасне навантаження;

- сполучення снігового навантаження з навантаженнями кранів середнього і легкого режимів переміщено в додаткове сполучення з коефіцієнтом 0,9;

- одночасний вплив трьох або чотирьох мостових кранів (незалежно від їх режиму і врахування інших короткочасних навантажень) розглядають також в додатковому сполученні з коефіцієнтом 0,9.

#### **5.4. Наступ на бічні сили мостових кранів**

Випробувальна станція МІБІ в ці ж роки активно вивчала бічні сили мостових кранів. Хронологічно першими тут були дослідження І.В. Ізосімова, який під керівництвом д.т.н. О.І. Кікіна провів вивчення бічних сил на Череповецькому металургійному заводі [16]. Натурні дослідження проводили в трьох однопролітних будівлях мартенівського цеху: відділенні змазування виливниць і відділеннях сипучих і магнітних матеріалів шихтового двору. Досліджували чотириколісні крани на підшипниках кочення з метою виявлення чинників, що впливають на бічні сили. Вимірювання бокових сил здійснювали за методикою, запропонованою О.І. Кікіним (описана вище).

З'ясувалося, що зміна швидкостей руху моста кранів не впливає на величини бічних сил. Під час натурних випробувань вивчали вплив звужень і розширень шляхів, для чого проводили рихтування колії у випробувальному створі. Коли зміщення рейок перевершували суму вільних зазорів реборд, виникали бічні сили, що перевершують раніше заміряні в 1,8...2,2 рази, причому сили за подолання звужень або розширень колій мали однаковий порядок величин на протилежних рядах колон. У разі руху потягу з двох зближених кранів спостерігали збільшення бічних сил на 20...35% порівняно з дослідними величинами для одного крана, не досягаючи розрахункового значення сил у середньому на 18%. Тому автори [16] запропонували ввести понижувальний коефіцієнт 0,8 у розрахунку бічних сил від двох зближених кранів. Збільшення коефіцієнта тертя на одному з рядів (посипання рейки піском) не призвело до збільшення перекосу крана, але викликало збільшення бічних сил на цьому ряду в 1,55 ... 2,46 рази і на протилежному – в 1,12 ... 1,23 рази.

## РОЗДІЛ 5. Розвиток нормування кранових навантажень на будівельні конструкції

Відзначаючи численність факторів, що впливають на бічні сили, і труднощі їх врахування розрахунком, І.В. Ізосімов [16] вважав найбільш раціональним визначати бічну силу в функції тільки вертикального тиску на колесо:

$$H_k = f_p F_k, \quad (5.8)$$

де  $H_k$  і  $F_k$  – відповідно бічне і вертикальне навантаження на колесо;  $f_p$  – коефіцієнт пропорційності, названий «реалізованим коефіцієнтом тертя поперечного ковзання», який повинен визначатися за даними натурних випробувань.

Останній термін не можна визнати вдалим, оскільки  $f_p$  по суті є узагальненням, що встановлює зв'язок горизонтальною і вертикальною навантажень. Постановка завдання в такому вигляді надмірно спрощує проблему, роблячи в той же час складним призначення  $f_p$ . Експериментальні значення реалізованих коефіцієнтів тертя було зведено в графіки залежності їх від вертикального тиску на колесо і описано степеневими функціями. З їх урахуванням було отримано наступні формули визначення бічної сили:

- для кранів з центральним приводом

$$H_k^{u.n} = f_p^{u.n} F_k = 10^{0,31} F_k^{0,27}; \quad (5.9)$$

- для кранів з роздільним приводом

$$H_k^{p.n} = f_p^{p.n} F_k = 10^{0,11} F_k^{0,1}. \quad (5.10)$$

Ці формули дають можливість визначати безпосередньо бічну силу, діючу на одне колесо крана. Повну величину горизонтального поперечного силового впливу коліс крана І.В. Ізосімов запропонував визначати шляхом складання бічної сили з поперечною гальмівною силою, причому в запас всю силу поперечного гальмування передавати на один ряд колон. При цьому величина сили від гальмування візка, що має два гальмівних колеса, визначали відомою залежністю:

$$T_t = 2\mu_p F_t,$$

де  $F_t$  – вертикальний тиск гальмівного колеса візка;  $\mu_p$  – коефіцієнт тертя поздовжнього ковзання.

Величину коефіцієнта  $\mu_p$ , визначену експериментально, виявили залежною від тиску колеса візка і типу підвісу вантажу. Для візків кранів з гнучким підвісом при тисках коліс  $F_t = 3...12$  тс  $\mu_p = 0,35...0,15$ ; для візків кранів з жорстким підвісом при тисках  $F_t = 10 \dots 50$  тс  $\mu_p = 0,20...0,12$ . Наведені значення коефіцієнта тертя дещо більші величини 0,1, прийнятої в нормах кранових навантажень.

І.В. Ізосімов запропонував визначати повне горизонтальне зусилля, що діє на колесо крана, як результат складання двох складових:

$$H = H_k + T_k = f_p F_k + 2\mu_p \frac{F_t}{n_0}, \quad (5.11)$$

де  $n_0$  – кількість коліс з одного боку крана.

Отримані І.В. Ізосімовим емпіричні залежності для бічних сил не можна визнати достатньо обґрунтованими через недостатність вихідного статистичного матеріалу і знеособлення ряду факторів.

Більш поглиблені дослідження поперечних навантажень мостових кранів в натурних умовах були проведені А.В. Фігаровським (МІБІ, Випробувальна станція), з яким автор довго і плідно співпрацював у спільних роботах. В одному з цехів машинобудівного заводу в м. Електросталь було проведено в 1962 – 1963 рр. експериментальні дослідження силових впливів чотириколісного мостового крана середнього режиму з роздільним приводом, вантажопідйомністю 15/3 тс. [17, 18]. Методика натурального дослідження силових впливів мостового крана включала одночасні вимірювання вертикальних і горизонтальних навантажень. Для оцінювання геометричних факторів були заміряні кути перекосів коліс, різниці діаметрів ведучих коліс, ступінь зносу реборд коліс, ухили і зміщення колій в плані і відхилення стінок балок від вертикалі. Бічні сили, що передаються на колони, вимірювали за допомогою листових динамометрів з тензодатчиками, які встановлювали замість кріплень верхніх поясів підкранових балок до колон. Бічні сили, що передаються колесами крана, вимірювали тензокришками. Опорні реакції підкранових балок передавали на вертикальні динамометри, встановлені під опорами балок. Вертикальний тиск коліс вимірювали тензодатчиками, наклеєними на пояса кінцевий балки моста крана в місці примикання до неї головних балок, за показниками яких осциллографом записували згинальні деформації балок. Слід зазначити, що дана комплексна методика була істотним кроком вперед у порівнянні з дослідженнями кранових навантажень попередніх років (див. вище), була унікальною за своєю складністю і ретельності підготовки та застосування. Після А.В. Фігаровського і до теперішнього часу подібні натурні випробування кранів не проводили.

Характер записів бічних сил і вертикальних тисків у заїздах крана в однакових умовах майже не змінювався, що підтверджує сталість чинників, що визначають величини цих навантажень. При цьому значне збільшення бічних сил у порівнянні з силами при сталому русі спостерігали при різких гальмуваннях і прискореннях моста крана, в цих випадках виникав короточасний перекося моста крана. Випробуваний кран виявився не схильним до перекося, тому основним фактором виникнення бічних сил при сталому русі крана були кути перекося ходових коліс відносно осі рейки і в меншій мірі – перекося всього моста в плані. Теоретичний і чисельний аналіз, проведений автором випробувань, підтвердив цей експериментальний висновок. Аналіз залежності між вертикальним і горизонтальним навантаженнями на колесо показав, що при відсутності контакту реборди колеса з рейкою, а також для ведених коліс експериментальне значення коефіцієнта пропорційності становить 0,1, і залежність близька до прямої. Цей коефіцієнт помітно збільшується для ведучих коліс, для яких експериментальні значення лягають значно вище зазначеної прямої. Не випадково тому, що змашування бічних поверхонь рейки зменшувало бічні сили в середньому в 2...2,5 рази. У разі відсутності зазорів бічні сили на колесах, що проходять розширені або звужені ділянки шляху, різко зростають. Зіставлення дійсних величин бічних сил з гальмівними, обчисленими за СНиП, виявило значне перевищення перших у 3...4 рази.

На підставі проведених випробувань, виходячи з умов руху крана, А.В. Фігаровський теоретичним шляхом вивів формулу величин найбільших бічних сил, що можуть виникати на колесах чотириколісних кранів:

$$H_{\kappa} = 0,1F_{\max} + \alpha(F_{\max} - F_{\min}) \frac{L_{cr}}{B}, \quad (5.12)$$

де  $F_{\max}$  і  $F_{\min}$  – середні тиски коліс відповідно більше і менше завантаженого боку крана;  $L_{cr}, B$  – проліт і база крана;  $\alpha$  – коефіцієнт, що дорівнює 0,01 для кранів з роздільним приводом механізму руху і 0,03 – для кранів з центральним приводом.

Бічні сили діють на колесах одного боку крана і мають протилежний напрям – за умови обмеження перекося моста крана ребордами коліс одного боку, і на відповідних колесах з різних сторін – за умови обмеження перекося ребордами коліс, розташованих за діагоналлю. У наведеній формулі перший доданок дає поперечну силу від перекося колеса, другий – горизонтальну складову на реборді колеса, що обмежує перекося моста. На інших колесах можуть діяти тільки сили тертя, що приблизно дорівнюють  $0,1F$ . Дана формула забезпечує досить близький збіг з експериментальними величинами.

А.В. Фігаровський провів також комплексний натурний експеримент в розливному прольоті мартенівського цеху металургійного заводу [19]. Випробовували багатоколісний ливарний кран вантажопідйомністю 175тс з центральним приводом. У випробуваннях цього крана вертикальні навантаження, що передаються краном на балансири, вимірювали за допомогою тензодатчиків, наклеєних на кінцеві балки крана. Горизонтальні навантаження визначали за допомогою динамометрів щільного типу з наклеєними тензодатчиками, встановлених замість існуючих кріплень підкранових балок до колон. За допомогою важільно-роликів пристрою записували величини зазорів між зовнішніми ребордами коліс крана і головою рейки. Перед експериментом були заміряні кути перекосу коліс, величини зносу їх реборд і геометричні характеристики підкранової колії.

Натурне експериментальне дослідження навантажень багатоколісного крана виявило ряд специфічних особливостей. На відміну від чотириколісного крана, багатоколісний кран менш схильний до перекосів і має тенденцію зберігати постійним початковий кут перекосу. Це є наслідком менших відношень прольоту крана до його бази і наявності на кожній стороні моста балансирних візків, що допускають деякий поворот у вертикальній площині. У разі гальмування моста і зміні напрямку руху крана зростання бічних сил не спостерігали. Змашування бічної поверхні головки рейки істотно (в 1,7...2,0 рази) знизило величини бічних сил й їх динаміку на ділянках з нормальною колією. Було виявлено, що положення візка і наявність вантажу на гаку незначно впливають на бічні сили. У той же час на величини і характер зміни бічних сил багатоколісних кранів істотно впливають відхилення ширини колії, що перевершують сумарні зазори реборд. Було виявлено, що в місцях звуження і розширення шляхів бічні сили зростають в 2,0...2,5 рази.

У 1963 – 1965 рр. в лабораторії динаміки ЦНДІБК поновилися дослідження бічних сил, які виконав А.Н. Зубков під керівництвом М.Ф. Барштейна [20]. В основу теоретичної розробки питання було покладено уявлення про рух мостового крана по підкранових шляху, що має випадкові відхилення в горизонтальній площині. Розглядали безперервний контакт рейки з ребордою одного колеса або з ребордами двох коліс, розташованих на одній кінцевій балці. При цьому враховували різне положення візка з вантажем, податливість кранової естакади і нелінійну залежність сил пружного ковзання та величин поперечних сил (гіпотеза псевдоконтактності). Склали диференціальні рівняння руху крана, причому вважали, що маси моста, візки та вантажу знаходяться в центрі інерції; рух вважали усталеним. Приймали, що відхилення шляхів в горизонтальній площині є стаціонарним нормальним процесом, кореляційні функції якого обчислювалися за матеріалами геодезичної зйомки підкранових колій в діючих цехах. Рішення рівнянь руху крана

дозволило отримати вирази для середніх значень і середніх квадратичних відхилень бічних сил. На підставі проведених досліджень було запропоновано формулу визначення розрахункових величин поперечних сил, що діють на колесах крана у разі обмеженні перекосу ребордами коліс одного боку крана:

$$R = 15\left(\alpha \frac{L_{cr}}{b} \pm \beta\right)\sqrt{F} \quad (\text{в кгс}), \quad (5.13)$$

де  $L_{cr}$  – проліт крана;  $b$  – відстань між крайніми колесами крана;  $F$  – середній вертикальний тиск колеса;  $\alpha, \beta$  – коефіцієнти, що приймають для чотириколісного, восьмиколісного і шестнадцятиколісного кранів відповідно такими, що дорівнюють  $\alpha = [0,4, 0,8, 1,6]$  і  $\beta = [1, 3, 7]$ .

На інших колесах діють сили  $R = 15\sqrt{F}$ . Навантаження, які діють на колону (розрахункові) рекомендовано визначати за формулою:

$$P_k = \gamma[0,4\eta + (2 - \chi)]\sqrt{F}, \quad (5.14)$$

де  $\eta = L_{cr}/l$ ;  $\chi = b/l$ ;  $l$  – крок колон;  $\gamma$  – коефіцієнт, який приймає значення 7,5; 15,0; 22,5.

### **5.5. Розвиток імовірнісних досліджень і нормування кранових навантажень (1960 – 1990 рр.)**

У ці роки на Випробувальній станції МБІ розгорнули імовірнісні дослідження навантажень мостових кранів. Першу спробу отримання і оброблення статистичних даних по горизонтальних навантаженнях мостових кранів було зроблено Б.М. Кошутіним у мартенівському цеху Череповецького металургійного заводу [21]. За методикою О.І. Кікіна було записано бічні сили на колони в умовах нормальної експлуатації цеху в розливному і пічному прольотах. Було проведено статистичну обробку отриманих записів і побудовано дослідні розподіли (полігони) бічних сил. Експериментальні величини коефіцієнта перевантаження мали великий розкид, причому для пічного прольоту перевищували нормативне значення, що дорівнювало 1,2 (згідно дійсного на момент випробувань варіанту СНиП). Тому Б.М. Кошутін вніс пропозицію поділити коефіцієнт перевантаження кранових навантажень на два коефіцієнта: коефіцієнт перевантаження вертикальних навантажень і коефіцієнт перевантаження горизонтальних кранових навантажень. Дана пропозиція не знайшла підтримки при підготовці наступних видань СНиП «Навантаження і впливи».

У 1964 – 1966 рр. Пічугін С.Ф. провів комплексні натурні дослідження вертикальних і горизонтальних навантажень мостових кранів різного призначення [17, 19, 22]. Статистичний матеріал було зібрано в результаті безперервної реєстрації (протягом 3...18 діб) кранових навантажень нормальної експлуатації в діючих цехах. У випробуваннях, проведених за розширеною програмою, фіксували одночасно горизонтальні і вертикальні силові дії в кількох створах за довжиною цеху (всього в 11 точках у розливному і пічному прольотах мартенівського цеху). У випробуваннях, проведених за звичайною програмою, вимірювали поперечні сили мостових кранів в одному створі кожного з досліджених цехів (4 цехи з металургійними кранами різного призначення). Вимірювачами горизонтальних навантажень служили динамометри, які встановлювали в місці кріплення верхніх поясів підкранових балок до колон. Вертикальні навантаження вимірювали за допомогою індуктивних тензометрів, встановлених на опорні частини підкранових балок. Тривалу реєстрацію кранових впливів виконували спеціально сконструйованими механічними самописцями і шлейфовими осцилографами. Кранові навантаження представляли у вигляді випадкових величин, було побудовано дослідні полігони навантажень, визначено їх числові характеристики та розроблено спосіб побудови розподілів поперечних сил за величинами навантажень за умов окремих операцій кранів. Було виявлено наступні особливості статистичних розподілів кранових навантажень:

- швидка стабілізація, тобто виявлення цих розподілів за врахування порівняно невеликого обсягу статистичного матеріалу, подальше збільшення якого не змінює картину ні якісно, ні кількісно;
- обґрунтована можливість застосування нормального закону стосовно опису розподілів ординати вертикального і горизонтального кранового навантаження;
- тісний зв'язок роботи кранів та кранових навантажень з технологією виробництва цехів, в яких експлуатуються крани, стабільність траєкторій руху кранів та візків, вплив технологічних особливостей на імовірнісні характеристики кранових навантажень (фактичне розміщення зон роботи кранів, неоднакове завантаження конструкцій різних рядів, обмеження наближення візків кранів);
- специфічна особливість навантажень деяких кранів з гнучким підвісом (наприклад, ливарних), яка полягає у виділенні в їх розподілах крайніх «хвостових» частин, що відповідають операціям з вантажами, близькими до вантажопідйомності; ці частини слід розглядати окремо [23].

На підставі аналізу статистичних розподілів поперечних навантажень кранів різного призначення для 14 прольотів 12 цехів трьох металургійних заводів було запропоновано формули для визначення

## РОЗДІЛ 5. Розвиток нормування кранових навантажень на будівельні конструкції

нормативних значень цих навантажень (за узагальненими максимальними експериментальними величинами, збільшеними на 10%):

- 1) для кранів з жорстким підвісом вантажу  $H = 0,25F_{cp}^{\beta_2} \sum Y$ ;
- 2) для багатоколісних кранів з гнучким підвісом вантажу:
  - на ділянках з нормальною колією  $H = 0,15F_{cp}^{\beta_2} \sum Y$ ;
  - на ділянках зі звуженнями і розширеннями  $H = 0,25F_{cp}^{\beta_2} \sum Y$ ;
- 3) для чотириколісних кранів з гнучким підвісом вантажу – величини визначаються за формулою А.В. Фігаровського (5.12).

Тут  $\sum Y$  – відповідна сума ординат лінії впливу у разі врахування одного крана;  $F_{cp}^{\beta_2}$  – вертикальний тиск колеса крана без вантажу з візком, розташованим посередині моста крана; вибір цієї величини обґрунтовано важливістю даного параметра в формуванні статистичних розподілів поперечних сил і розподілі їх на групи.

У разі визначення коефіцієнтів перевантаження кранового навантаження було враховано, що методи, засновані на продовженні і обриві кривих розподілу, мають ряд принципових недоліків. Тому було вибрано і успішно застосовано для опису максимумів кранового навантаження подвійний експоненційний розподіл, поширений в статистиці екстремальних значень. Апроксимація експериментальних даних цим законом дала наступні коефіцієнти перевантаження бічних сил мостових кранів:

- 1) для кранів з жорстким підвісом вантажу  $n = 1,30$ ;
- 2) для багатоколісних кранів з гнучким підвісом:
  - на ділянках звужень і розширень  $n = 1,15$ ;
  - на ділянках з нормальною колією  $n = 1,30$ .

Найбільш невідгідними виявлено наступні схеми завантаження поперечних рам горизонтальним крановим навантаженням:

- 1) для кранів з жорстким підвісом з поперечним переміщенням вантажу (стрипер-крани, крани нагрівальних колодязів та ін.) і чотириколісних кранів з гнучким підвісом – завантаження одним поперечним навантаженням;
- 2) для інших кранів – завантаження двома різноспрямованими силами, одна з яких дорівнює розрахунковій поперечній силі, інша – її половині.

Випробувальна станція МІБІ (Ю.С. Кунин) в 1967 – 1968 рр. провела масштабні натурні вимірювання кранових навантажень в цехах Челябінського металургійного заводу, Челябінського трубопркатного заводу, заводу Амурсталь, заводу імені Ілліча (Маріуполь). Записували напруження (деформації) у нижніх поясах підкранових балок тензометричним методом за допомогою самописного приладу. Основні

результати даної роботи викладено в об'ємній публікації [25], яка ілюструє перехід від представлення кранових навантажень у вигляді випадкових величин до ймовірнісної моделі випадкових процесів. З огляду на швидку стабілізацію експериментальних характеристик, тривалість записів перебувала в межах 100...400 годин. Підтверджено, що кранові навантаження – нормальні стаціонарні випадкові процеси, що мають ергодичний характер. Кореляційні функції досліджених процесів мають експонентний загасаючий характер з коротким інтервалом кореляції в 3... 45 хв. Експериментальну частоту викидів кранових навантажень добре описано відомою формулою Райса. Складено таблицю, в якій для вертикальних кранових навантажень 16 прольотів, в яких проводилися випробування, наведено значення математичного очікування  $\bar{X}$ , стандарту  $\hat{X}$ , коефіцієнта варіації  $V_x$ ; частотної характеристики – середнього числа  $\bar{n}_0$  перевищень середнього рівня в одиницю часу тощо.

Отримані статистичні дані дозволили оцінити коефіцієнт перевантаження вертикальної кранового навантаження на основі теорії викидів випадкових процесів

$$n = \bar{X} + \gamma \hat{X}, \quad (5.15)$$

де  $\gamma$  – кількість стандартів, яка визначається з урахуванням прийнятого терміну служби конструкції і заданої ймовірності неперевищення  $[P(T)]$  або перевищення  $[Q]$  розрахункового значення кранового навантаження:

$$\gamma(T) = \sqrt{2 \ln \frac{T \cdot \bar{n}_0}{-\ln[P(T)]}} = \sqrt{2 \ln \frac{\omega T}{2\pi[Q(T)]}}. \quad (5.16)$$

Тут у правій частині наведено варіант формули, в якій в якості частотної характеристики входить ефективна частота  $\omega$  кранового навантаження – цей варіант використовували в подальших дослідженнях кранових навантажень.

З використанням формули (5.16) було отримано значення коефіцієнта перевантаження для терміну служби  $T = 50$  років та ймовірності безвідмовної роботи  $[P(T)] = 0,999$  –  $n = 0,45...1,08$ , які в усіх випадках було виявлено менш ніж нормативний коефіцієнт  $n = 1,2$ .

Експлуатаційники і дослідники, у тому числі згадані вище, неодноразово відзначали, що фактичні вертикальні тиски на окремі колеса мостових кранів можуть істотно відрізнитися від паспортних значень. Такі відмінності прийнято називати «нерівномірністю тисків коліс кранів». Відомо, що мостовий кран являє собою статично невизначену просторову

**РОЗДІЛ 5. Розвиток нормування кранових навантажень на будівельні конструкції**

систему, котра має в вертикальному напрямку досить велику жорсткість. Тому, наприклад, реальний 4-х колісний кран під час руху по реальним шляхах в окремі моменти може спиратися на рейки в трьох і навіть в двох точках (розташованих за діагоналлю моста). Внаслідок цього навантаження на колеса мостових кранів можуть змінюватися як у бік збільшення, так і зменшення. Нерівномірність тисків коліс була детально досліджена В.Н. Вальем (МІБІ, 1966 – 1969 рр.) [26], який застосував методику зважування в випробуваннях 26 кранів вантажопідйомністю 5...225 тс. Він запропонував враховувати збільшення тиску колеса мостового крана *коефіцієнтом нерівномірності*

$$n_n = 1 + \Delta F / F_n , \quad (5.17)$$

де  $\Delta F$  – збільшення тиску колеса;  $F_n$  – максимальний нормативний тиск колеса.

Випробування з підйомом коліс кранів на різну висоту дозволили виявити практично лінійну залежність від згинально-крутильної характеристики моста крана і величини зазору між колесом та рейкою, названого *реалізованим* зазором. Причинами виникнення цього зазору при русі крана є можливий перекіс конструкції крана, допущений при його виготовленні та монтажі, прогини підкранових балок, деформації колон і фундаментів і, головним чином, – нерівності кранових шляхів, масові в реальних умовах експлуатації. На підставі виконаних досліджень було отримано значення коефіцієнта нерівномірності тисків на окремі колеса кранів в діапазоні  $n_n = 1,3...1,1$  для кранів вантажопідйомністю 5...200 тс.

Ще одним джерелом збільшення тиску окремих коліс крана є їх динамічний характер, що враховують місцевим динамічним коефіцієнтом  $k_{d,loc}$ , який залежить від жорсткості підкранових балок, швидкості руху кранів і особливо – від стану кранових шляхів. В.Н. Валь експериментально отримав значення  $k_{d,loc} = 1,0...1,5$  залежно від типу підвісу вантажу і вантажопідйомності кранів.

Зі сказаного ясно, що фізична природа коефіцієнта  $\gamma_{f1}$  визначається взагалі нерівномірністю і динамічністю тисків окремих коліс, внаслідок чого цей коефіцієнт можна представити як добуток відповідних коефіцієнтів:

$$\gamma_{f1} = n_n k_{d,loc} . \quad (5.18)$$

Беручи до уваги наведені вище значення коефіцієнта нерівномірності тиску на колесо  $n_n$  і місцевого динамічного коефіцієнта  $k_{d,loc}$ , В.Н. Валь вніс пропозицію (поки нереалізовану) збільшити даний

коефіцієнт до наступних значень:  $\gamma_{f1} = 1,8$  – для кранів з жорстким підвісом;  $\gamma_{f1} = 1,5$  для кранів з гнучким підвісом важкого режиму роботи (групи режимів 7К і 8К);  $\gamma_{f1} = 1,3$  – для інших кранів [26]. У зв'язку з викладеним можна вважати дещо заниженими, в порівнянні з фактичними, значення коефіцієнта  $\gamma_{f1}$ , що містяться в нормах СНиП, і, відповідно, розрахункові величини місцевих напружень  $\sigma_{loc,y}$  у стінках підкранових балок. На наш погляд, такий стан є однією з причин високої пошкоджуваності верхньої зони підкранових конструкцій.

Наступним етапом статистичних досліджень Випробувальної станції МІБІ було вивчення в 1970 – 1973 рр. А.Т. Яковенко сполучень вертикальних кранових навантажень [27]. Статистичні дані було отримано для вертикальних навантажень 17 кранів, які працювали в 5 прольотах складів готової продукції і становому прольоті прокатних цехів, а також у двох прольотах (пічному і розливному) електросталеплавильного цеху двох металургійних заводів. Методика даних досліджень включала вимірювання ваги вантажів за допомогою тензодинамометрів, встановлених на вантажному тросі крана, а також електроконтактних датчиків, які фіксували положення візків і мостів кранів. Основним завданням роботи було дослідження коефіцієнтів сполучень зусиль в підкранових балках і колонах крайніх рядів, котрі враховують спільну роботу кранів у вивчених прольотах.

Фактичні коефіцієнти сполучень кранових навантажень визначено за такою формулою, придатною для будь-яких випадкових навантажень

$$\psi = [S_{\Sigma}] / \sqrt{\sum_{i=1}^n [S_i]}, \quad (5.19)$$

де  $\sum_{i=1}^n [S_i]$  – сума навантажень (зусиль) у разі невігідного завантаження лінії впливу зближеними кранами за умови, що тиски колес кожного крана можуть бути перевищені з ймовірністю  $Q(t)$ ;  $[S_{\Sigma}]$  – розрахункове навантаження (зусилля) за урахування фактичного випадкового процесу кранового завантаження, що визначають з умов тієї ж ймовірності перевищення за термін експлуатації  $Q(t)$  за формулами (5.15) і (5.16).

Коефіцієнти сполучень за формулою (5.19) визначали з ймовірністю  $P(t) = 1 - Q(t) = 0,95$  за термін експлуатації  $t = 20$  років. З отриманих таким чином коефіцієнтів сполучень найбільшими виявлено експериментальні значення для кранів груп режимів 8К ( $\psi = 0,75 \dots 0,85$ ), які регулярно піднімають вантажі, близькі до номінальних, і мають великі швидкості

## **РОЗДІЛ 5. Розвиток нормування кранових навантажень на будівельні конструкції**

руху. Деяко меншими, в межах  $\psi = 0,58 \dots 0,73$ , були отримані коефіцієнти сполучень для кранів груп режимів 7К. Найменші значення  $\psi = 0,38 \dots 0,40$  відзначено у кранів груп режимів 4К...6К. Ці крани менш навантажені, рідко піднімають вантажі, близькі до номінальних, зближуються відносно рідко. На основі проведених досліджень А.Т. Яковенко рекомендував, з урахуванням ймовірності безпечної роботи і терміну експлуатації, такі значення коефіцієнтів сполучень вертикальної кранового навантаження:  $\psi = 0,9$  для зони впливу 6 м і  $\psi = 0,8$  – для зони впливу 12 м і більше.

У 1974 р виходить чергове видання СНиП П-6-74 «Навантаження і впливи», в якому норми навантажень мостових кранів було об'єднано з нормами на навантаження від підвісних кранів. До тривалих навантажень (без експериментального обґрунтування) було віднесено навантаження від одного крана, помножене на 0,6 для кранів середнього режиму роботи і на 0,8 для кранів важкого і дуже важкого режимів роботи. З урахуванням масштабних досліджень кранових навантажень, проведених в 1960 – 70-ті роки в МІБІ (про що описано вище), коефіцієнт перевантаження для навантажень всіх кранів було прийнято таким, що дорівнює 1,2. Вперше було включено шкалу понижуючих коефіцієнтів сполучення для вертикальних навантажень від двох і чотирьох кранів у межах 0,70 ... 0,95 в залежності від режимів роботи кранів. Було введено норматив бічної сили, що дорівнював для кожного ходового колеса 0,1 нормативного вертикального навантаження на колесо. Проте, як і раніше, непослідовно було регламентовано, що «... це навантаження слід враховувати у розрахунку тільки балок кранових колій та їх кріплень до колон в будівлях з кранами дуже важкого режиму роботи, з ливарними й іншими кранами важкого режиму роботи металургійного виробництва».

Вперше стосовно розрахунку на витривалість балок підкранових колій було вказано, що нормативне навантаження від одного крана слід множити на коефіцієнт 0,6 для кранів середнього режиму роботи і на коефіцієнт 0,8 для кранів важкого і дуже важкого режимів роботи.

У 1970-і роки в Дніпропетровському інституті інженерів залізничного транспорту (ДІТ, Ю.А. Зданевич [28]) тривали розпочаті раніше рядом фахівців дослідження з оцінювання впливу на кранові навантаження особливостей технологічного процесу. Було обґрунтовано рекомендацію щодо зниження коефіцієнта перевантаження до  $n = 1,1$  для корисного вантажу сталерозливних ковшів (з урахуванням зносу футеровки) у разі визначення вертикальних навантажень ливарних кранів. У мартенівському цеху з 10 печами ємністю 220...450 т використовували спосіб візуальних спостережень, який виявився цілком придатним в умовах експлуатації цеху, з урахуванням помірної швидкості руху кранів з рідким металом. Було виявлено стійкі особливості технологічного процесу цеху і побудовано статистичні розподіли вертикальних кранових

навантажень на підкранові балки і колони. Було обґрунтовано наступні коефіцієнти сполучення у розрахунку вертикальних навантажень:

- від двох розливних кранів на колони і підкранові балки крайнього ряду –  $\psi = 0,90$ ;
- від двох розливних кранів на колони і підкранові балки середнього ряду і у косих заїздів крайнього ряду –  $\psi = 0,80$ ;
- від заливних кранів для конструкцій середнього ряду пічного прольоту –  $\psi = 0,70$ .

В цей же період особливості технологічного процесу прокатних цехів було виявлено також С.А. Нищетою (Випробувальна станція МІБІ) під час проведення експериментальних досліджень кранових навантажень у чотирьох складських прольотах прокатних цехів металургійних заводів [29]. Дослідження проводили на семи мостових кранах важкого режиму роботи вантажопідйомністю 10...20 тс з гнучким підвісом траверси і роздільним приводом у процесі виконання ними технологічних операцій протягом 3...7 діб. В якості конструкції-динамометра використовували кінцеві балки мостових кранів, на консольні частини яких були наклеєні тензодатчики. Датчики фіксували деформації одночасно від вертикальних і горизонтальних зусиль, що передаються колесами кранів на підкранові конструкції. Одночасно записували контрольну інформацію щодо положення візка на кожному з двох мостових кранів, котрі працюють в суміжних прольотах, разом з реєстрацією положень їх мостів. Отримані експериментальні статистичні дані, разом з результатами попередніх досліджень [12, 25], а також положеннями норм проектування мостових кранів [30], дозволили рекомендувати знизити коефіцієнт перевантаження кранового навантаження до  $n = 1,1$ .

Було отримано максимальні значення горизонтальних навантажень, які перевищували гальмівні сили в 2,5...3,0 рази за відношення прольоту крана до бази, що дорівнює 4,5. На підставі цих даних було запропоновано наступну формулу бічної сили на колесі крана з роздільним приводом:

$$H_k^n = 0,04 \frac{L_{cr}}{B} F_{\max}^n, \quad (5.20)$$

де  $L_{cr}, B$  – проліт і база крана.

С.А. Нищета виконав також дослідження коефіцієнтів сполучень зусиль від вертикальних кранових навантажень для підкранових балок і колон крайніх і середніх рядів методом статистичного моделювання (Монте-Карло). Коефіцієнти сполучень вертикальних кранових впливів на колони від двох мостових кранів, розташованих на одному крановому шляху, і чотирьох кранів – на різних шляхах, визначали за формулою

$$\psi = S / (nS_i^n), \quad (5.21)$$

де  $S$  – значення вертикальних навантажень на колону від двох або чотирьох мостових кранів, відповідне ймовірності реалізації  $P = 0,95$  за час  $T = 40$  років;  $nS_i^n$  – сума добутків навантажень на колону від кожного з « $k$ » коліс кранів (при невивідному завантаженні лінії впливу опорних реакцій підкранових балок) на відповідні фактичні значення (для кожного з прольотів) коефіцієнтів перевантаження  $n$ .

Було виявлено, що коефіцієнти сполучень істотно залежать від довжини лінії впливу відповідного зусилля і відношення прольоту крана до його бази. Відзначено також залежність коефіцієнта  $\psi$  від протяжності робочої зони і від положення конструкції (колони, підкранової балки). Фактичні коефіцієнти сполучень, які було отримано в діапазоні  $\psi = 0,60 \dots 0,95$ , виявилися нижче (особливо у разі врахування чотирьох кранів), ніж встановлені в СНиП, що вказує, що в умовах експлуатації максимальні зближення двох (і тим більше чотирьох) кранів з граничним навантаженням – явище виняткове. Тому була (і зараз є) можливість диференціації та подальшого зниження коефіцієнтів сполучень кранових навантажень.

У наступні роки у СНиП II-6-74 в частині кранових навантажень вносився ряд змін [31], які були включені у норми СНиП 2.01.07-85 «Навантаження і впливи», що вийшли через 11 років. На основі статистичних даних, отриманих О.О. Батем, було знижено тривалі частини навантажень від мостових і підвісних кранів: з 0,6 до 0,5 від одного крана середнього режиму і з 0,8 до 0,7 – від крана важкого та дуже важкого режиму. Було вказано, що замість врахування двох кранів перевірку прогинів балок кранових колій слід виконувати від одного крана – на підставі досліджень М.Я. Кузіна (МІБІ [32]). Коефіцієнт надійності за навантаженням (який замінив колишній коефіцієнт перевантаження) для кранових навантажень стали приймати таким, що дорівнює  $\gamma_f = 1,10$  (обґрунтування наводиться вище). Було внесено давно назріле доповнення – коефіцієнт збільшення зосередженого навантаження на окреме колесо мостового крана перенесено зі СНиП зі сталевих конструкцій у СНиП з навантажень у діапазоні  $\gamma_{f1} = 1,10 \dots 1,60$  в залежності від груп режимів роботи кранів і підвісу вантажу. Було дещо змінено сферу застосування нормативу бічної сили, яку спричиняють перекося мостових кранів і непаралельність кранових шляхів – тепер її віднесено до розрахунку міцності і стійкості балок кранових колій й їх кріплень до колон у будівлях з кранами груп режимів роботи 7К, 8К. Таким чином, у нормах зберігся двійстий підхід до нормування горизонтальних поперечних навантажень

мостових кранів (гальмівні сили для звичайних кранів і бічні сили для кранів важких груп режимів роботи).

Останні за часом натурні випробування, націлені на комплексне вивчення кранових навантажень, було проведено В.А. Плотніковим у 90-і роки ХХ-го століття в цехах Магнітогорського металургійного комбінату [33]. Дані щодо навантажень багатокілісних кранів було отримано в будівлі нагрівальних колодязів обжимного цеху, обладнаному кліщовими мостовими кранами з жорстким підвісом вантажопідйомністю 30/50 тс, що мають 8 і 12 ходових коліс. Фіксували горизонтальні опорні реакції підкранових балок за допомогою циліндричних динамометрів з наклеєними тензорезистрами. З метою отримання картини перекосів у разі руху багатокілісних кранів було застосовано лічильники контакту реборд коліс мостового крана з головкою кранової рейки. Експериментальні величини поперечних сил від багатокілісних кранів у всіх випадках не перевищили нормативні значення за СНіП 2.01.07-85. На відміну від попередніх робіт, було ретельно проаналізовано всі можливі варіанти взаємодії коліс кранів з підкрановими конструкціями і складено відповідні рівняння сил, що виникають при цьому, які тут не наводяться внаслідок їх численності і громіздкості. Ця робота суттєво поповнила уявлення про характер і величини поперечних сил багатокілісних кранів. Однак у запропонованих формулах залишено не визначеними імовірнісні коефіцієнти, не було виконано порівняння отриманих теоретичних формул з експериментальними даними.

Дослідження горизонтальних навантажень чотирикілісних кранів В.А Плотніков виконав на відкритій скрапоразделочній естакаді. В якості динамометрів використовувалися консольні частини кінцевих балок моста кранів. Порівняння експериментальних величин поперечних сил на колесах з нормативними значеннями для кранів груп режимів 7К і 8К показало значне перевищення в 2,2...3,3 рази, як і в раніше проведених дослідженнях. Було виявлено, що величини експериментальних навантажень досить близько відповідають значенням, визначеним за формулою (5.30), запропованою С.А. Ницетою для мостових кранів промислових будівель.

Дослідники, проектувальники і експлуатаційники виявили істотні недоліки СНіП 2.01.07-85 в частині нормування кранових навантажень.

1. Подвійний підхід до визначення горизонтальних поперечних впливів мостових і підвісних кранів. З одного боку, для розрахунку поперечних рам будівель і балок кранових колій пропонується враховувати навантаження, що викликається гальмуванням візка – поперечну гальмівну силу. З іншого боку, для розрахунку міцності і стійкості балок кранових колій та їх кріплень до колон в будівлях з кранами груп режимів роботи 7К, 8К пропонується враховувати значно більші бічні сили, спрямовані

поперек кранового шляху, які викликаються перекосами мостових електричних кранів і непаралельністю кранових шляхів.

2. Відсутність явного зв'язку нормативу кранового навантаження з періодом його повторюваності, що не дає можливості враховувати термін експлуатації будівель, внаслідок чого їх проєктують на невизначений термін служби, чим підтримується хибне уявлення: «Будівлі повинні стояти вічно!».

3. Недоліки в нормуванні зниженої складової кранового навантаження, котра відноситься до тривалих навантажень і призначена також для розрахунку конструкцій на витривалість.

У подальшому було розроблено Звід правил СП 20.13330.2011 «Навантаження і впливи» і актуалізована версія СНиП 2.01.07-85\*. Вони не відрізняються принципово від попереднього варіанту СНиП 2.01.07-85 і включають такі і зміни:

- для визначення бічних сил множник 0,1 замінено на 0,2;
- коефіцієнт надійності за навантаженням збільшено до  $\gamma_f = 1,2$  для кранів всіх груп режимів роботи;
- збільшено коефіцієнт, що враховує місцеву і динамічну дію вертикального навантаження від одного колеса крана, до  $\gamma_f = 1,2 \dots 1,8$  (у відповідності з наведеними вище рекомендаціями В.Н. Валя).

## **5.6. Розроблення українських норм кранових навантажень**

Як вже було відмічено у попередніх розділах, з розпадом СРСР перед новими державами відкрилася можливість відійти від огрубленого радянського нормування і розробити власні, більш адекватні норми навантажень, зокрема кранових навантажень. Українські фахівці, на відміну від російських розробників норм, підготували Державні норми України ДБН В.1.2:2006 «Навантаження і впливи», концептуально відмінні від СНиП в частині кранових навантажень. Виходу у світ цих норм передувала систематизація результатів багаторічних робіт в галузі кранових навантажень, описаних вище, об'єднаними зусиллями співробітників МІБІ (Б.М. Кошутін, Ю.С. Кунин) і ПолтІБІ (нині Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», В.А. Пашинський, С.Ф. Пічугін) [34, 35]. Було узагальнено 83 процеси кранового навантаження, з яких 8 віднесено до кранів з жорстким підвісом вантажу, а решта – до кранів з гнучким підвісом вантажопідйомністю 5...650 тс різних груп режимів роботи. У результаті було створено узагальнену імовірнісну модель вертикального кранового навантаження у вигляді нормального стаціонарного випадкового процесу. Визначені з необхідною забезпеченістю математичне очікування  $\bar{X}$ , стандарт  $\hat{X}$  і ефективна частота  $\omega$  повністю описали вказаний

випадковий процес. Було розроблено також такі математичні моделі кранових навантажень, як абсолютні максимуми випадкових процесів, схема незалежних випробувань, дискретне представлення, екстремуми, корельована випадкова послідовність перевантажень [36]. Це дозволило розвинути питання сполучення випадкових навантажень, у тому числі за участю кранових навантажень [37 – 39].

Норми ДБН В.1.2-2:2006 по навантаженнях, включно кранові навантаження, концептуально побудовано аналогічно європейським нормам Eurocode [40]. У них основою для призначення навантажень є їхні характеристичні значення (раніше вони називалися нормативними). Розрахункові значення навантажень визначають множенням характеристичних значень на коефіцієнт надійності за навантаженням  $\gamma_{fi}$ , який залежить від виду навантаження. У ДБН кранове навантаження розглянуто як змінне навантаження з чотирма розрахунковими значеннями вертикальної складової: граничним  $F_m$ , експлуатаційним  $F_e$ , циклічним  $F_c$  і квазіпостійним  $F_p$  [41, 42]:

$$F_m = \gamma_{fm} \psi F_0; F_e = \gamma_{fe} F_{01}; F_c = \gamma_{fc} F_{01}; F_p = \gamma_{fp} F_{01}, \quad (5.22)$$

де  $F_{01}, F_0$  – характеристичні значення вертикального навантаження відповідно від одного або двох найбільш несприятливих за впливом кранів (визначені аналогічно нормативним навантаженням за СНиП);  $\psi$  – коефіцієнт сполучень кранових навантажень, який перейшов у діапазоні 0,70...0,95 з попередніх норм.

Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням кранового навантаження  $\gamma_{fm}$  визначено, відповідно до загальної концепції ДБН, в залежності від середнього періоду повторюваності навантаження  $T$ . Його максимальне значення було прийнято таким, що дорівнює  $\gamma_{fm} = 1,1$  на основі статистичних результатів ряду дослідників, які розглянуті вище. Цей коефіцієнт відповідає базовому періоду повторюваності навантаження  $T = 50$  років і не змінюється за збільшення  $T$  внаслідок малої мінливості максимумів кранового навантаження. Для об'єктів з терміном служби меншим ніж 50 років можна застосовувати знижені коефіцієнти надійності в межах 0,97 ... 1,10, визначені за формулою

$$\gamma_{fm}(T) = \frac{1 + V\gamma(T)}{1 + V\gamma(T = 50 \text{ років})}, \quad (5.23)$$

де  $V = \hat{X}/\bar{X}$  – коефіцієнт варіації кранового навантаження;  $\gamma(T)$  – нормоване відхилення від математичного очікування граничного

розрахункового значення кранового навантаження за умови заданої ймовірності його перевищення  $Q(T)$ , визначене за формулою (5.16).

Коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням кранового навантаження було прийнято таким, що дорівнює  $\gamma_{fe} = 1$ . Отже, у розрахунках конструкцій за другим граничним станом (прогини, переміщення і т.п.), використовують характеристичне навантаження від одного крана, на основі досвіду експлуатації, який показав обґрунтованість такого нормативу СНиП.

Циклічне розрахункове значення вертикального кранового навантаження, яке використовують в розрахунках підкранових конструкцій на витривалість, було включено в ДБН за пропозицією В.А. Пашинського [43]. Оскільки реальні процеси кранових навантажень є випадковими і тому не можуть безпосередньо входити в розрахунки на витривалість, циклічне розрахункове значення визначають на основі схематизованого процесу навантаження найпростішого виду – гармонійного процесу із заданою частотою, еквівалентного за результуючою дією реальному процесу навантаження. Циклічне розрахункове значення характеризує «середній» режим навантаження і тому не повинно залежати від терміну служби об'єкта. У ДБН циклічне розрахункове значення представлено в уніфікованій формі добутку характеристичного вертикального навантаження від одного крана і коефіцієнтів надійності  $\gamma_{cmax}, \gamma_{cmin}$ . Час дії циклічного навантаження враховується числом циклів (на добу)  $n_c = 270 \dots 820$  залежно від груп режимів роботи кранів

Квазіпостійне розрахункове значення вертикальної кранового навантаження, прийняте в розрахунках, які враховують тривалі процеси в матеріалах конструкцій (повзучість й ін.), рекомендовано приймати таким, що дорівнює вертикальному навантаженню одного крана без вантажу (порожнього)  $F_{01}^{II}$  з введенням у формулу (5.22) коефіцієнта надійності  $\gamma_{fp} = F_{01}^{II} / F_{01}$ .

За розробкою ДБН у частині горизонтальних кранових впливів було враховано основні положення, котрі стосуються фактичної природи і величин бічних сил мостових кранів. Для горизонтальних кранових навантажень в якості характеристичних значень було прийнято величини навантажень від двох кранів  $H_0$  або одного крана  $H_{01}$ , що визначають порізнмо для чотириколісних і багатоколісних кранів.

Для чотириколісних кранів нормують бічну силу від одного крана, визначену за формулою (5.12), запропонованою А.В. Фігаровським. Бічні сили  $H_{01}$ , обчислені за цією формулою, можуть бути прикладені:

- до коліс однієї сторони крана і спрямовані в різні боки (всередину або назовні розглядуваного прольоту будівлі), що відповідає обмеженню перекосу крана колесами одного боку;

- до коліс по діагоналі крана і також спрямовані в різні боки (всередину або назовні розглядуваного прольоту будівлі), що відповідає випадку обмеження перекосу крана колесами, розташованими по діагоналі крана.

При цьому до інших коліс прикладаються сили, що дорівнюють  $0,1F_{max}^n(0,1F_{min}^n)$ , спрямовані в найбільш невідповідному напрямку (всередину або назовні прольоту, що розглядається).

Для багатоколісних кранів введено новий норматив бічної сили на підставі результатів багаторічних випробувань таких кранів. Характеристичне значення бічної сили на колесо багатоколісних кранів з гнучким підвісом вантажу  $H_k^n$  приймають таким, що дорівнює 0,1 від вертикального навантаження на колесо, підрахованого за умови розташуванні візка з вантажем, що дорівнює паспортній вантажопідйомності крана, посередині моста. Можна при цьому використовувати наступну формулу:

$$H_k^n = 0,1(G_M + G_B + Q)/2n_0. \quad (5.24)$$

Для багатоколісних кранів з жорстким підвісом вантажу приймають характерну бічну силу  $H_k^n$ , що дорівнює 0,1 від максимального вертикального навантаження на колесо. При визначенні характеристичних значень  $H_k^n$  враховують, що бічні сили від двох 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 в протилежні сторони (обидві всередину прольоту або обидві назовні). На одній із колій приймають повну бічну силу, на іншій колії прикладають половину від бічної сили.

Граничне розрахункове значення горизонтального навантаження  $H_m$ , призначене для використання в розрахунках конструкцій за першим граничним станом, визначають з урахуванням того ж коефіцієнта надійності за граничним розрахунковим значенням кранового навантаження  $\gamma_{fm}$ , що і для вертикального навантаження.

На відміну від норм СНиП, наведені вище бічні сили мостових кранів запропоновано враховувати у розрахунку міцності і стійкості балок кранових колій, рам, колон, фундаментів і основ.

Введено нормами ДБН допущення зниження вертикальних навантажень від кранів з постійними обмеженнями наближень візка базується на досить представницькому експериментальному і

статистичному матеріалі [44]. Якщо фактичне наближення візків мостових кранів до розглядуваного ряду колон  $y_{min}=y_0+pL_{cr}$ , перевищує паспортне значення  $y_0$ , то вертикальне кранове навантаження на конструкції розглядуваного ряду може бути скориговане множенням на коефіцієнт  $K_y$ , який обчислюється за формулою, записаною у ДБН в наступній формі:

$$K_y = 1 - \frac{pL_{cr}(m_c + m_q)}{m_b} \left/ \left( 2L_{cr} + (m_c + m_q) \frac{L_{cr} - y_0}{m_b} \right) \right., \quad (5.25)$$

де  $m_c$ ,  $m_b$  – маса візка і моста відповідно;  $m_q$  – вантажопідйомність крана;  $L_{cr}$  – проліт крана;  $p$  – відносна частина прольоту крана.

Розрахунок за формулою (5.25) показав, що значенням параметра  $p = 0,1 \dots 0,4$  відповідають понижувальні коефіцієнти  $K_y = 0,94 \dots 0,76$ .

Доречність рекомендацій ДБН з приводу врахування конкретних особливостей кранових навантажень в будівлях з усталеним технологічним процесом підтверджено вище для цехів різного призначення.

Даючи загальну оцінку українським нормам ДБН В.1.2-2006 «Навантаження і впливи» в частині кранового навантаження слід підкреслити, що їх складено на сучасній методичній основі, наближено до європейських норм Єврокод [40], більш диференційовано на базі представницького статистичного матеріалу; вони мають наукове імовірнісне обґрунтування, глибше розроблене, ніж в нормах минулих років

Було проведено аналіз наслідків впровадження рекомендацій ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» у частині навантажень мостових кранів [45]. Виявлено перевищення горизонтальних навантажень на колесо чотириколісних мостових кранів, визначених за ДБН, у 1,3...9,6 разів, порівняно із навантаженнями, розрахованими згідно зі СНиП. За переходом до визначення силових впливів чотириколісних мостових кранів за ДБН згинальні моменти у колонах поперечних рамах одноповерхових виробничих будівель (ОВБ) від бічних сил зростають у 1,9...6,9 разів, порівняно із зусиллями від гальмівних сил за СНиП, та у 1,2...7,8 разів зростають згинальні моменти у конструкціях підкранових балок. Внаслідок цього виникає деяке зростання матеріалоемності підкранових балок, що в середньому становить 1,1 %, а також виявлене зростання до 24% матеріалоемності підкранових частин колон будівель, обладнаних чотириколісними кранами.

За умов дії на конструкції ОВБ багатоколісних мостових кранів навантаження на колесо багатоколісних кранів за ДБН перевищують навантаження за СНиП у 1,3...1,7 разів. Виявлено, що згинальні моменти у поперечних рамах при цьому зростають у 1,1...1,2 рази та до 1,6 разів у підкранових балках. На основі перевірок несучої здатності конструкцій

ОВБ встановлено, що у випадку обладнання будівель багатокілісними мостовими кранами перехід до визначення навантажень за ДБН не призводить до збільшення витрат матеріалів конструкцій підкранових балок та колон.

Для нейтралізації наслідків упровадження у практику проектування норм рекомендовано застосовувати такий резерв сталевих каркасів ОВБ, як просторова робота каркасів. Встановлено, що врахування ефекту просторової роботи каркасів у розрахунку поперечних рам каркасів ОВБ на комбінації навантажень із урахуванням кранових навантажень за ДБН В.1.2-2:2006 дозволяє наблизити результати розрахунків рам на навантаження за СНиП 2.01.07-85 та уникнути додаткових витрат матеріалів.

Як видно з вищевикладеного, дослідження кранових навантажень на конструкції виробничих будівель мають давню історію, і більшість робіт, виконаних з даної тематики, засновано на результатах натурних спостережень на ділянках виробничих будівель з найбільш інтенсивною роботою кранів. В окремих дослідженнях використовували також чисельне статистичне моделювання. Однак обчислювальні можливості того часу були обмеженими, і число випадкових випробувань в кожній задачі було відносно небагато. З огляду на ці обставини, А.В. Перельмутер виконав статистичне дослідження кранових навантажень, в якому було задіяно сучасні обчислювальні можливості [46] і методи математичного моделювання [47]. У результаті було наочно показано, що значення кранових навантажень і коефіцієнтів сполучень цих навантажень, котрі представлено в нормах проектування, є дещо завищеними. Тому актуальним і реальним у теперішніх умовах є виконання досліджень, спрямованих на уточнення норм кранових навантажень, з використанням сучасних методів статистичного моделювання.

На закінчення хочу привернути увагу читача до монографії, присвяченої навантаженням на будівельні конструкції, що включає кранові навантаження, яку підготовлено колективом українських авторів під редакцією А.В. Перельмутера [48], котра стала справжнім науковим бестселером, витримала чотири видання і широко відома в колах інженерів-будівельників. Читачеві, хто цікавиться крановими навантаженнями, рекомендую познайомитися також з монографією [49], в якій зібрані дані і підведені підсумки багаторічних досліджень цих навантажень.

Матеріал даного розділу опублікований в статтях [50, 51].

### **Литература до розділу 5**

1. Справочная книга для архитекторов, механиков и студентов («НУТТЕ»). Часть I. Шестое издание. – М.: Т-во СКОРОПЕЧ. А.А. Левенсонъ, 1905. – 1283 с.

2. Справочник инженера-проектировщика промсооружений. Том II. Расчетно-теоретический.– М.-Л.: Госстройиздат, 1934. – 709 с.
3. Балинский Б.С. Проектирование металлических конструкций. 2-е изд. / Б.С.Балинский. – ОНТИ НКПТ Гос. научно-тех. изд-во Украины. – Харьков-Киев, 1935. – 433 с.
4. Кикин А.И. Теоретическое и экспериментальное исследование продольных крановых нагрузок / А.И. Кикин // Исследование действительной работы стальных конструкций промышленных зданий / ЦНИПС – М.: 1938 – С. 127 – 156.
5. Романов Н.Е. Исследование поперечных горизонтальных крановых нагрузок кольцом / Н.Е. Романов // Исследование действительной работы стальных конструкций промышленных зданий / ЦНИПС – М.: 1938.– С. 164–175.
6. Стрелецкий Н.С. Об исчислении запасов прочности сооружений // Н.С. Стрелецкий / Металлические конструкции: Сб. трудов №1 МИСИ. – М.-Л.: Госстройиздат, 1938. – С. 3 – 32.
7. Барштейн М.Ф. Экспериментальное определение горизонтальных поперечных сил, возникающих при движении мостовых кранов прокатного цеха завода «Азовсталь» / М.Ф. Барштейн // Труды ин-та ЦНИИПС. – М., 1951. – С. 16 – 51.
8. Балашов В.П. Поперечные силы при движении мостовых кранов с центральным приводом механизма передвижения / В.П. Балашов // Сб. науч. трудов ВНИИПТМАШ №18. – М., 1957. – С. 24 – 59.
9. Хохарин А.Х. О боковых воздействиях мостовых кранов на каркас промышленного здания / А.Х. Хохарин //Промышленное строительство. – 1961.– № 9. – С. 38 – 45.
10. О расчете на выносливость / Бать А.А. // Строительная механика и расчет сооружений. – 1959. – №5. – С. 24 – 28.
11. Кикин А.И. Повышение долговечности конструкций промышленных зданий / А.И. Кикин, А.А. Васильев, Б.Н. Кошутин. – М.: Стройиздат, 1969. – 415 с.
12. Кикин А.И. Повышение долговечности конструкций промышленных зданий. 2-е изд / А.И. Кикин, А.А. Васильев, Б.Н. Кошутин, Б.Ю. Уваров, Ю.Л. Вольберг. – М.: Стройиздат, 1984. – 302 с.
13. Кошутин Б.Н. Статистическое определение коэффициентов перегрузки вертикальных крановых нагрузок / Б.Н. Кошутин // Металлические конструкции. (Работа школы Н.С. Стрелецкого). – М.: Стройиздат, 1966. – С. 195 – 210.
14. Бать А.А. Статистическое изучение крановых нагрузок / А.А. Бать, Б.Н. Кошутин // Строительная механика и расчет сооружений. – 1960. – №2. – С. 1 – 5.

15. Клепиков Л.В. Определение нагрузок при расчете строительных конструкций / Л.В. Клепиков, В.А. Отставнов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1962. – №5. С. 39 – 45.
16. Кикин А.И. Изучение факторов, влияющих на величины боковых сил мостовых кранов в цехах металлургического завода / А.И. Кикин, И.В. Изосимов // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1966. – №12. – С. 1 – 8.
17. Изосимов И.В. Исследование силовых воздействий мостовых кранов / И.В. Изосимов, А.В. Фигаровский, С.Ф. Пичугин, В.Н. Валь // Металлические конструкции. Работы школы профессора Н.С. Стрелецкого. – М.: Стройиздат, 1966. – С. 164 – 176.
18. Фигаровский А.В. Исследование боковых сил четырехколесных кранов с гибким подвесом груза / А.В. Фигаровский // Металлические конструкции: Сборник трудов № 85. – М.: МИСИ, 1970. – С. 41 – 52.
19. Кикин А.И. Экспериментальные данные о поперечных горизонтальных силах от разливочных кранов / А.И. Кикин, А.В. Фигаровский, С.Ф. Пичугин // Промышленное строительство. – 1967. – №12. – С. 8 – 13.
20. Барштейн М.Ф. Статистический анализ боковых сил, возникающих при движении мостового крана / М.Ф. Барштейн, А.Н. Зубков // Строительная механика и расчет сооружений. – 1966. – №2.
21. Кошутин Б.Н. О коэффициенте перегрузки боковых сил от мостовых кранов / Б.Н. Кошутин // Методика определения нагрузок на здания и сооружения: Сборник статей ЦНИИСК – М.: Госстройиздат, 1963. – С. 81 – 88.
22. Пичугин С.Ф. Результаты статистического экспериментального исследования горизонтальных и вертикальных нагрузок мостовых кранов на конструкции промышленных зданий / С.Ф. Пичугин // Исследование и расчет стр. конструкций: Сб. науч. трудов МГМИ, вып. 59. – Магнитогорск, 1970. – С. 8 – 16.
23. Пичугин С.Ф. К исследованию крайних частей статистических распределений (на примере нагрузок мостовых кранов) / С.Ф. Пичугин // Проблемы надежности в строительном проектировании. – Свердловск, 1972. – С. 169 – 175.
24. Пичугин С.Ф. Результаты экспериментального изучения вертикальных нагрузок мостовых кранов на колонны маргеновских цехов / С.Ф. Пичугин, Ю.П. Леванин // Изв. вузов. Стр-во и архитектура. – 1974. – №12. – С. 31 – 35.
25. Кунин Ю.С. Исследование статистических свойств режимов нагружения подкрановых конструкций / Ю.С. Кунин, Ю.С. Эглескалн // Промышленное строительство. – 1969. – №9. – С. 36 – 39.

26. Валь В.Н. Влияние дефектов подкрановых путей на силовые воздействия мостовых кранов / В.Н. Валь, Ю.С. Эглескалн // Промышленное строительство. – 1969. – №4. – С. 36 – 38.
27. Васильев А.А. Об уточнении расчетных вертикальных нагрузок от мостовых кранов / А.А. Васильев, Ю.С. Кунин, А.Т. Яковенко // Промышленное строительство. – 1974. – №6. – С. 31 – 33.
28. Зданевич Ю.А. О некоторых резервах нагрузок на подкрановые конструкции действующих сталеплавильных цехов / Ю.А. Зданевич // Труды ДИИТ, вып. 159. – Днепропетровск, 1974.
29. Кошутин Б.Н. Исследование вертикальных и горизонтальных воздействий от мостовых кранов методом статистического моделирования / Б.Н. Кошутин, Ю.С. Кунин, С.А. Нишета // Облегченные конструкции покрытий зданий. – Ростов-на-Дону, 1979. – С. 195 – 199.
30. Бать А.А. О согласовании норм нагрузок для расчета кранов и подкрановых конструкций / А.А. Бать // Промышленное строительство. – 1969. – №10. – С. 46 – 47 (в порядке обсуждения).
31. Отставнов В.А. О новых дополнениях и изменениях главы СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия» / В.А. Отставнов, А.А. Бать, Л.В. Клепиков // Промышленное строительство. – 1983. – №9. – С. 9 – 10.
32. Кунин Ю.С. О нагрузках при расчёте жёсткости подкрановых балок / Ю.С. Кунин, Н.Я. Кузин // Промышленное строительство. – 1972. – № 6. – С. 26 – 27.
33. Плотников В.А. Исследование горизонтальных силовых воздействий от мостовых кранов / В.А. Плотников // Межвузовский сборник научных трудов. – Магнитогорск: МГМИ, 1990. – С. 122 – 125.
34. Кошутин Б.Н. Обобщенная математическая модель вертикальной крановой нагрузки / Б.Н. Кошутин, Ю.С. Кунин, В.А. Пашинский // Вопросы надежности железобетонных конструкций. – Куйбышев, 1985. – С. 40 – 51.
35. Pichugin S. Analysis of Bridge Crane Loads on Industrial Buildings / S. Pichugin // XLIV Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB. Tom VII. – Poznan-Krynica, 1998. – P. 171 – 178.
36. Пичугин С.Ф. Вероятностное представление нагрузок, действующих на строительные конструкции / С.Ф. Пичугин // Известия вузов. Строительство. – 1995. – №4. – С. 12 – 18.
37. Пичугин С.Ф. Методика вычисления коэффициентов сочетаний нагрузок / С.Ф. Пичугин, В.А. Пашинский // Вопросы надежности железобетонных конструкций. – Куйбышев, 1982. – С. 94 – 97.
38. Пичугин С.Ф. Вероятностный расчет стальных элементов на совместное действие нагрузок / С.Ф. Пичугин // Известия вузов. Строительство – 1995. – №5,6. – С. 23 – 29.

39. Pichugin S. Reliability Estimation of Steel Elements under Variable Loads / S. Pichugin // XLI Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB «Krynica 1995». Tom 3. – Krakow-Krynica, 1995. – P. 151 – 156.
40. Eurocode 1 EN 1991-3.: Actions on structures – Part 3: Actions induced by cranes and machinery. – Brussels: CEN, Sep. 2006. – 42 p.
41. Пічугін С.Ф. Розрахункові коефіцієнти норм проектування на основі аналізу надійності сталевих конструкцій / С.Ф. Пічугін // Будівництво України. – 1994. – №1. – С. 18 – 20.
42. Пічугін С.Ф. Кранові навантаження в ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» / С.Ф. Пічугін // Будівельні конструкції: Зб. наук. праць. – Вип. 67. Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. – К.: НДІБК, 2007. – С. 691 – 702.
43. Пашинський В.А. Циклічні розрахункові значення навантажень на будівельні конструкції / В.А. Пашинський // Всеукраїнський науково-технічний журнал «Вибрації в техніці та технологіях». – 1999. – №2. – С. 15 – 17.
44. Pichugin S. Probabilistic Description of Crane Load on Building Structures / S. Pichugin // XLIII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB. Tom III. – Poznan-Krynica, 1997. – P. 171 – 178.
45. Sergiy Pichugin. Comparative Analysis of Loads from the Travelling Cranes of Different Producers / Sergiy Pichugin, Iulia Patenko, Svetlana Maslova. // International Journal of Engineering & Technology. Vol. 7, No 3.2 (2018). Pp. 36 – 39. DOI: 10.14419/ijet.v7i3.2.14372
46. Перельмутер А.В. Статистическое моделирование крановых нагрузок и расчетные сочетания усилий / А.В. Перельмутер // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2017. – 13(2) – P. 136 – 144
47. Pasternak H. Crane load modelling / H. Pasternak, B. Rozmarynowski, Y.-K. Wen // Structural Safety. – 1996. – Vol. 17. – P. 205 – 224.
48. Перельмутер А.В. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / А.В. Перельмутер, В.Н. Гордеев, А.И. Лантух-Лященко, А.В. Махинько, В.А. Пашинский, С.Ф. Пичугин. Под общей редакцией А.В. Перельмутера. 4-е изд., перераб. – М.: Изд-во СКАД СОФТ, Изд-во АСВ, Изд-во ДМК Пресс, 2014. – 596 с.
49. Пичугин С.Ф. Крановые нагрузки на строительные конструкции / С.Ф. Пичугин. – Полтава: ООО АСМИ, 2014 – 504 с.
50. Пічугін С.Ф. Розвиток нормування кранових навантажень на будівельні конструкції / С.Ф. Пічугін // 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
51. Pichugin Sergii. Development of crane load codes on the basis of

***РОЗДІЛ 5. Розвиток нормування кранових навантажень на будівельні  
конструкції***

---

experimental research / Sergii Pichugin // Збірник наукових праць «Галузеве машинобудування, будівництво», 1 (56), НУ «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». – Полтава, 2021. – С. 18 – 29.  
<https://doi.org/10.26906/znp.2021.56.2493>

## РОЗДІЛ 6 ЕТАПИ РОЗВИТКУ МЕТОДУ ДОПУСТИМИХ НАПРУЖЕНЬ ЯК ОСНОВИ МЕТОДУ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ

*Деякі проектувальники забувають, що так званий коефіцієнт безпеки може захистити від невміння і чийх завгодно помилок, але тільки не від їх власних*

**Р. Бірн**

### Вступ

Незважаючи на тисячолітній досвід будівництва, проблема міцності споруди існувала завжди, актуальна вона і зараз. Довгий час будівельної механіки і норм проєктування не існувало, тому навіть у найбільш досконалих стародавніх спорудах можна знайти грубі помилки, що свідчать про незнання ними основ опору матеріалів і теорії споруд. Починаючи з XVII століття, працями класиків будівельної механіки розпочався розвиток методів розрахунку будівельних конструкцій, які з середини XIX століття почали оформлюватися у норми проєктування, обов'язкові для будівельників. Актуальність вивчення розвитку вітчизняних і зарубіжних норм проєктування пов'язана не тільки з тим, що історія дає фактичні знання про минулий досвід будівництва, але певною мірою дозволяє прогнозувати тенденції розвитку будівельного нормування.

Окремі етапи розвитку будівельної механіки і будівельних конструкцій доступно описані в одній із перших робіт за цією тематикою [2], доволі жваво доповнені у брошурі [3], освітлені у вітчизняній монографії [4] та в закордонних виданнях [5, 6]. Будівельну діяльність у Російській імперії з середини XIX століття до початку XX століття було регламентовано капітальним Урочним положенням, що виходило кількома виданнями [7]. Закордонне будівельне нормування, зокрема в Німеччині, було представлено кількатомним довідником НҮТТЕ, який був доволі популярним до 1930-х років [8]. У цей період було розгорнуто наукові дослідження, пов'язані з розвитком методики розрахунку за допустимими напруженнями, нацелені на виявлення природи коефіцієнту запасу [9 – 11], врахування пластичної роботи матеріалу [12, 14], дійсної роботи конструкцій та з'єднань [13, 15]. Кінець 1930-х років відзначився активним науковим наступом вітчизняних і закордонних вчених на виявлення статистичної природи коефіцієнту запасу міцності конструкцій [16 – 19]. Детальний аналіз норм проєктування, застосованих упродовж 1930–40 років, було проведено у капітальному курсі металевих конструкцій [20].

Останніми роками відновлено інтерес до історії вітчизняних норм проектування, що відображено в серії публікацій [21–27].

Треба відмітити, що на сьогоднішній час відсутні наукові публікації, в яких детально проаналізовано хронологічний розвиток методу розрахунку за допустимими напруженнями, який був основою проектування будівельних конструкцій протягом більш ніж 100 років, до середини ХХ століття. Тому не висвітлено питання, яким чином будівельники минулого забезпечували безвідмовність будівель і споруд, що благополучно збереглися до нашого часу. Залишилися нез'ясованими питання щодо обґрунтування деяких розрахункових параметрів і коефіцієнтів методу допустимих напружень, які згодом увійшли до норм методу граничних станів. Можна вважати, що взагалі поза увагою залишився багаторічний позитивний потенціал методу допустимих напружень, на базі якого у 1950-х роках було здійснено перехід до сучасного розрахунку будівельних конструкцій за граничними станами.

У даному розділі послідовно розглянуто еволюцію методів розрахунку будівельних конструкцій та їхнє відображення у нормативних документах за період з XVII–XVIII століть до середини ХХ століття. Зосереджено увагу на спадкоємність методу граничних станів і методу допустимих напружень, який домінував у розрахунках будівельних конструкцій до 1950-х років. Відзначено врахування закордонного досвіду під час розроблення перших вітчизняних норм проектування у 1930-ті роки. Проведено порівняльний аналіз норм розрахунку будівельних конструкцій за допустимими напруженнями із сучасними нормами проектування.

### **6.1. Перші кроки розвитку розрахунків будівельних конструкцій**

Будівельники давнього минулого керувалися в основному традиціями і рецептами, набутими протягом століть. Тому древні споруди з інженерної точки зору вяляли собою зазвичай лише наслідування попередніх перевірених зразків. Тим не менше, такий підхід не гарантував від руйнувань будівель. Адже стародавні будівельники визначали міцність інтуїтивно, методом численних проб і помилок, вони вчилися на уроках аварій та обвалень конструкцій. Забобонний страх перед непізнаваною таємницею матеріалу примушував будівельників навіть звертатися по допомогу до потойбічних сил із залученням молитов (що продовжується і зараз), замовлянь і навіть жертвопринесень.

З давніх часів професію будівельника вважали вельми відповідальною, і можливі будівельні помилки мали дуже серйозні наслідки для тих, хто їх припускався. Нагадаємо тут Закони Хаммураї, складені ще у 1750 р. до н. е., текст яких було знайдено на кам'яній стелі

на початку XX століття на території Персії [1]. Ці Закони таким 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».

Історія розвитку будівельної науки зберігає багато славетних імен вчених, які в тісю чи іншою мірою розробляли питання міцності конструкцій. Назвемо тут лише деяких є тих, які створили основи майбутніх норм проектування будівельних конструкцій. Загальновідомо, що науку про міцність започаткував Галілео Галілей (1564 – 1642) у першій половині XVII століття. Він вперше розглянув два види деформації стрижня: розтяг та згин, причому в обох випадках шукав величину руйнівного навантаження. Наступним кроком було встановлення через 40 років Робертом Гуком (1635 – 1703) закону пропорційності між навантаженням і деформацією та властивості пружності тіл. Важливим етапом розвитку будівельної механіки були роботи Леонарда Ейлера (1707 – 1783), присвячені розв’язанню задачі стійкості стиснутих елементів.

Вперше до будівельної науки коефіцієнт запасу ввів знаменитий французький інженер і вчений Луї Марі Анрі Нав'є (1785 – 1836). Отримавши вже звання академіка, Нав'є в 1826 р. опублікував курс лекцій, в якому заклав основу теорії пружності та ввів поняття напружень. На відміну від Галілея та його послідовників, які орієнтувалися на руйнівний (граничний) стан конструкції, Нав'є запропонував встановити робочі напруження, при яких конструкція може працювати надійно, і на ці напруження вести розрахунок. Очевидно, що ці напруження повинні бути значно меншими за руйнівні. «Опору руйнуванню, – писав Нав'є, – недостатньо для проектування, оскільки треба знати не руйнівну силу, а ту, якою можна завантажити елемент без того, щоб зміни, які виникають у ньому, зростали з часом». Такий підхід став основою реформи будівельної механіки на базі розрахунку за робочим станом. Для порівняння концепцій Галілея і Нав'є наведемо тут витяг з книги С.О. Бернштейна «Нариси з історії будівельної механіки» (популярного видання, відсутнього в українському перекладі) [2]. «Принцип граничного або кінцевого стану виходить зі схеми ймовірного руйнування конструкції і визначає величину навантаження, за якого таке руйнування може відбутися. Допустиме навантаження визначається діленням граничного навантаження на запас

міцності. Принцип робочого або початкового стану визначає напруження і деформований стан конструкції за умов робочого, дійсного навантаження, приймаючи, що граничний стан повністю подібний робочому, так що відношення навантажень, зусиль, напружень і переміщень в обох станах є однаковим і дорівнює запасу міцності... Оскільки в цьому разі припускається відомою з досліду гранична величина напруження для даного матеріалу, яка у разі ділення на запас міцності дає так зване допустиме напруження, то увесь розрахунок зводиться до порівняння дійсних робочих напружень із допустимими напруженнями. З цієї причини розрахунок за робочим станом часто називають розрахунком за допустимими напруженнями». Порівнюючи обидва принципи, С.А. Бернштейн продовжує: «Якщо дійсно перехід до нового принципу і означав заміну однієї умовності на іншу, то між цими умовностями була й суттєва різниця. По-перше, пошуки граничних станів вимагали введення гіпотез щодо форм руйнування, залежних від схеми самої споруди, так що кількість цих гіпотез дорівнювала кількості різних видів конструкцій. Новий принцип уводив тільки одну загальну гіпотезу – умову подібності двох станів, і тому елемент умовності у новому принципі був незрівнянно менш суб'єктивним, ніж у старому. А по-друге, фактичне порушення умови подібності призводить (за дуже рідкими винятками) до того, що новий принцип дає дещо збільшений запас міцності, тому розрахунок за ним дає безумовну гарантію безпеки. Ось цю гарантію старий розрахунок за граничним станом був нездатний дати, і саме у цій різниці між ними заключається основна перевага розрахунку за робочим станом, який забезпечив перетворення будівельної механіки у важливу для практики прикладну науку». Цікаво згадати, що саме Нав'є ввів позначення допустимого напруження літерою  $R$ , що використовують і зараз. Для заліза з межею міцності  $4000 \text{ кгс/см}^2$  Нав'є рекомендував допустиме напруження на згин  $1300 \text{ кгс/см}^2$  (коефіцієнт запасу 3,08), що було досить наближеним до норм середини ХХ сторіччя для такої самої сталі. Для розтягу він знижував цю величину до  $1000 \text{ кгс/см}^2$  (коефіцієнт запасу 4) і навіть  $600 \text{ кгс/см}^2$  (коефіцієнт запасу 6,67).

Згодом розрахунок конструкцій розвинув видатний інженер-дослідник Д.І. Журавський (1821 – 1891), який розв'язав питання щодо дотичних напружень за умов згину, його відому формулу було опубліковано в 1855 р. Наприкінці ХІХ сторіччя науковці різних країн проводили дослідження стійкості конструкцій, між якими вирізняють роботи Ф.С. Ясинського (1856 – 1899), який розв'язав задачу стійкості елементів у непружній області та запропонував коефіцієнт  $\phi$  зниження допустимого напруження за позовжнього згину (1894 р.). Таким чином, задачу стійкості було приведено до еквівалентної задачі міцності шляхом установлення змінних допустимих напружень, що залежать від гнучкості. Можна вважати, що цим Ясинський остаточно завершив розпочатий Нав'є

перехід опору матеріалів до принципу розрахунку за допустимими напруженнями. Відтак, цей перехід тривав 70 років [2, 3].

Нез'ясованим залишалось принципове питання: якими саме мають бути коефіцієнт запасу та величина допустимого напруження? Від цього залежало, чи витримає споруда прикладені до неї навантаження. Аварії та руйнування траплялися не тільки у стародавні та середні віки, вони продовжувалися пізніше і трапляються навіть в теперішній час. Кожна аварія добавляла будівельникам нових знань, ставила нові завдання. Коли ж знань бракувало, до інженерних розрахунків вводили (і вводять зараз) коефіцієнт запасу. До прикладу, визначали навантаження, яке може витримати елемент під час експлуатації, і добирали такі його розміри, що уможлилювали витримати навантаження, більші за експлуатаційні, скажімо, в 100 разів. Це означало, що створений елемент мав коефіцієнт запасу такий, що дорівнює 100. Оскільки ніхто не знав, які непередбачувані, непізнавані явища враховує цей коефіцієнт і чи має він бути саме таким, а не меншим, наприклад, в 10 разів, його назвали коефіцієнтом незнання. Відомий шотландський механік В.Дж. Ренкін (1820 – 1872) запропонував коефіцієнт запасу, який дорівнює 4,0. Цей коефіцієнт було враховано наприкінці XIX – на початку XX століть у будівельних нормах для різних матеріалів і будівельних конструкцій. Причому допустимі напруження норм різних країн, зокрема, для заліза тасталі, мали суттєві розбіжності: в Англії вони дорівнювали від 1080 до 1240 кгс/см<sup>2</sup>, у Німеччині 1150 кгс/см<sup>2</sup> для розтягу і 950 кгс/см<sup>2</sup> для стиску, в Росії, відповідно, 800 і 650 кгс/см<sup>2</sup> [4 – 6].

У міру 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. Нині цей коефіцієнт став відносно невеликим (про це мова йтиме далі), але для цього були потрібні століття. Отже, починаючи з XIX століття, коефіцієнт запасу був установлений на основі інженерної інтуїції, досвіду проектування і експлуатації конструкцій та безроздільно панував у будівельній механіці до 50 років XX століття.

## **6.2. Урочне положення – перший нормативний документ**

Першим нормативним документом дореволюційної Росії, який містив деякі положення методики розрахунку конструкцій, було «Урочне положення: посібник при складанні і перевірці кошторисів, проектуванні та виконанні робіт» [7]. Цікаво зауважити, що його автором був російський граф Де-Рошфор М.І. (1846 – 1903) – інженер-будівельник і архітектор, будівельник залізниць і шосе, автор палаців Санкт-Петербурга. Урочне положення – унікальний посібник, який був довідником для будівельників і архітекторів, підручником для викладачів, настановою для будівельних

ИЛЛЮСТРИРОВАННОЕ  
**УРОЧНОЕ ПОЛОЖЕНИЕ**

Полный текст по исправленному экземпляру съ пояснительными рисунками, справочными свидѣніями, расчетами, практическими указа- ніями и бланковыми расцѣнками на строительныя работы.

Пособіе при составленіи и провѣркѣ сметъ, проектированіи и исполненіи работъ.

Около 800 рис. въ текстѣ.

Составилъ Инженеръ-Архитекторъ

*Графъ Николай Ивановичъ де-Рошефоръ.*

Пятое исправленное изданіе.

Техническо-Строительнымъ Комитетомъ при Мин. Вн. Дѣлъ **одобрено и рекомендовано** какъ прекрасное руко- водство не только при составленіи проектовъ и сметъ, но и вообще при изученіи строительнаго искусства.



С.-ПЕТЕРБУРГЪ.

Складъ 5-го изданія у К. Л. РИККЕРА,  
Невскій просп., 14.

1913.

**Пічугін С.Ф. ЕТАПИ РОЗВИТКУ ЗАГАЛЬНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

підрядників. У ньому вперше надано роз'яснення до будівельних норм і правил та уміщено необхідний довідковий матеріал щодо будівництва. Урочне положення було уведено в дію вперше в 1869 р., опісля перевидано зі змінами 13 разів, його останнє видання було надруковано в 1930 р. Це видання до сьогоднішнього дня є настільною універсальною книгою з будівництва, це єдине видання, видане в царській Росії, яке все ще може служити багатьом інженерам-будівельникам. Урочне положення мало важливий державний статус, було обов'язковим для використання на всій території держави, дозвіл на вихід першого видання був підписаний Олександром II, дозвіл до шостого видання, яке процитовано в тексті нижче, – Миколою II.

Для основних конструкційних матеріалів в Урочному положенні наведено механічні характеристики, які можна було використовувати в розрахунках конструкцій за допустимими напруженнями. Для порівняння у тексті було розміщено також аналогічну інформацію з нормативів Німеччини. У *табл. 6.1* уміщено систематизовані дані щодо міцності будівельних сталей, які тоді називали «зварне залізо» (призначене для подальшого гарячого оброблення – штаба, бруски, круглий профіль) та «лите залізо» (не призначене для гарячого оброблення – кутики, таври, рейки, прокатні балки).

**Таблиця 6.1**  
**Механічні характеристики металів, кгс/см<sup>2</sup> (Урочне положення)**

| <i>Руйнівні напруження</i> |             | <i>Допустимі напруження</i>   |                      |           |                     |                      |             |
|----------------------------|-------------|-------------------------------|----------------------|-----------|---------------------|----------------------|-------------|
| <i>Росія</i>               |             | <i>Росія</i>                  |                      |           | <i>Німеччина</i>    |                      |             |
|                            |             | <i>Кроквяні конструкції</i>   |                      |           |                     |                      |             |
| <i>Зварне залізо</i>       | 3000 – 3910 | <i>Розтяг</i>                 | 810 – 915            |           | <i>Розтяг стиск</i> | <i>Зварне залізо</i> | до 1440     |
| <i>Лите залізо</i>         | 3035 – 4850 | <i>Стиск короткі елементи</i> | 610 – 710            |           |                     | <i>Лите залізо</i>   | до 1600     |
| <i>Балки, рейки</i>        | 3730 – 5300 | <i>довгі елементи</i>         | 150 – 200            |           |                     |                      |             |
|                            |             | <i>Мости</i>                  |                      |           |                     |                      |             |
| <i>Ресори</i>              | 5300 – 8000 | <i>Розтяг, стиск</i>          | <i>Зварне залізо</i> | 600 – 725 | <i>Розтяг стиск</i> | <i>Зварне залізо</i> | 750 – 1000  |
| <i>Пружини</i>             | 8000 – 9015 |                               | <i>Лите залізо</i>   | 690 – 950 |                     | <i>Лите залізо</i>   | 1000 – 1200 |

З *табл. 6.1* видно, що міцність дореволюційного литого заліза була аналогічною щодо міцності сучасної сталі марки Ст3, а більш якісний метал рейок, ресор, пружин асоціюється з міцністю сучасних низьколегованих сталей. Рівень допустимих напружень сталі за розтягу для кроквяних конструкцій і мостів (середні значення 860 кгс/см<sup>2</sup> та 820

**РОЗДІЛ 6. Етапи розвитку методу допустимих напружень як основи методу граничних станів**

кгс/см<sup>2</sup>) відповідає коефіцієнтам запасу відповідно 4,56 та 4,81 по відношенню до середніх руйнівних напружень литого заліза. Специфіку роботи стиснутих елементів кроквяних ферм враховували пониженням допустимого напруження в середньому до 660 кгс/см<sup>2</sup> для коротких елементів і до 175 кгс/см<sup>2</sup> для довгих елементів (коефіцієнт запасу 22,5), чим узагальнено без розрахунку враховували вплив гнучкості на стійкість стиснутих елементів кроквяних ферм. Як видно з *табл. 6.1*, допустимі напруження Німеччини для конструкцій кроквяних ферм і мостів були сміливішими, оскільки переважали російські приблизно у 1,5 рази та наближалися до вітчизняного рівня допустимих напружень 50-х років ХХ століття  $[\sigma]=1600$  кгс/см<sup>2</sup>. Міцність заклепок на зріз приймали такою, що дорівнює 4/5 міцності на розтяг елементів конструкцій.

Урочне положення містило також деякі вказівки щодо навантажень на конструкції, зокрема, на кроквяні ферми (*табл. 6.2*). Можна вважати, що регламентоване змінне навантаження на покриття 160 кгс/м<sup>2</sup> із запасом враховувало снігове навантаження на основній території дореволюційної Росії, а сумарне розрахункове навантаження від 180 кгс/м<sup>2</sup> до 230 кгс/м<sup>2</sup>, разом із запасом за міцністю, забезпечувало певний рівень безаварійності конструкцій, виконаних за грамотними розрахунками. Зауважимо у цьому разі, що російські рекомендації щодо сумарних навантажень на покрівлі відповідають німецьким нормативам для пологих покрівель (*табл. 6.2*), які додатково містять підвищені значення навантажень для покрівель із крутим ухилом, розповсюджених у Німеччині.

**Таблиця 6.2**

**Навантаження на кроквяні ферми (Урочне положення)**

| <i>Країна</i>    | <i>Навантаження, кгс/м<sup>2</sup></i> |                              |                             |            |
|------------------|----------------------------------------|------------------------------|-----------------------------|------------|
| <i>Росія</i>     | <i>Власна вага</i>                     | <i>20 – 70</i>               |                             |            |
|                  | <i>Змінні</i>                          | <i>160</i>                   |                             |            |
|                  | <i>Сумарні</i>                         | <i>180 – 230</i>             |                             |            |
| <i>Німеччина</i> | <i>Сумарне навантаження</i>            | <i>Круті покрівлі (1:3)</i>  | <i>Важкі (черепиця)</i>     | <i>300</i> |
|                  |                                        |                              | <i>Легкі (залізо, цинк)</i> | <i>250</i> |
|                  |                                        | <i>Пологі покрівлі (1:4)</i> | <i>Важкі (черепиця)</i>     | <i>225</i> |
|                  |                                        |                              | <i>Легкі (залізо, цинк)</i> | <i>185</i> |

Урочне положення [7] містить також дані щодо міцності (тимчасові опори) деревини – розповсюдженого тоді й зараз будівельного матеріалу (*табл. 6.3*). Для порівняння у цій самій таблиці наведено середні значення межі міцності сучасної деревини (малих чистих зразків), взяті з оглядової праці [22]. Можна зауважити, що міцність сучасної хвойної деревини на розтяг, стиск та сколювання є одного порядку й навіть дещо меншою (на 10 – 20%) порівняно з деревиною, яку застосовували у будівництві понад 100 років тому. В Урочному положенні регламентовано коефіцієнт запасу

для деревини такий, що дорівнює 10, тобто основне допустиме напруження деревини на розтяг дорівнювало в середньому 100 кгс/см<sup>2</sup>.

Таблиця 6.3

Порівняльні дані щодо міцності деревини, кгс/см<sup>2</sup>

| Породи<br>деревини | Розтяг              |      | Стиск               |      | Сколювання          |      |
|--------------------|---------------------|------|---------------------|------|---------------------|------|
|                    | Урочне<br>положення | [22] | Урочне<br>положення | [22] | Урочне<br>положення | [22] |
| Модрина            | 1120                | 940  | 560                 | 470  | –                   | 74   |
| Сосна              | 1020                |      | 510                 |      | 100                 |      |
| Ялина              | 960                 |      | 480                 |      | –                   |      |
| Дуб                | 810                 | 1130 | 530                 | 526  | 150                 | 103  |

У сучасних нормах проектування дерев'яних конструкцій розрахунковий опір деревини є також значно меншим за вихідну міцність малих чистих зразків внаслідок врахування понижувальних коефіцієнтів надійності, тривалого опору деревини та умов роботи. Проілюструємо перехід до розрахункового опору на прикладі міцності хвойної деревини на розтяг уздовж волокон: чиста деревина – середнє значення  $R_{ч}^{сп}=100$  МПа, нормативне значення  $R_{ч}^{н}=60$  МПа; пиломатеріал 1-го сорту – середнє значення  $R^{сп}=34$  МПа, нормативне  $R^{н}=20$  МПа; розтягнуті елементи 1-го сорту – розрахунковий опір  $R_p=10$  МПа = 100 кгс/см<sup>2</sup> [22]. Дещо несподівано вийшло, що розрахунковий опір деревини початку ХХІ століття збігається з допустимим напруженням дореволюційної деревини, що можна вважати прикладом спадкоємності діючих норм проектування.

Для цегли в Урочному положенні наведено кілька значень міцності на стиск, названої «тимчасовим опором роздробленню», що дорівнювало 70 кгс/см<sup>2</sup> для кладки монументальних і високих будинків та 56 кгс/см<sup>2</sup> в середньому для кладки. Відзначимо, що перше з цих значень є наближеним до середньої міцності  $\bar{R}=75$  кгс/см<sup>2</sup> марки М75 сучасної розповсюдженної цегли. Допустиме напруження цегли з урахуванням коефіцієнту запасу, що дорівнює 10, приймали таким, що дорівнює 5,6 кгс/см<sup>2</sup>, і на це доволі низьке значення, певно, орієнтувалися будівельники того часу в розрахунках міцності цегляної кладки. Причому в більшості випадків цегляні стіни укладали без розрахунку, орієнтуючись на рекомендацію Урочного положення стосовно того, що в російських кліматичних умовах потрібно, щоб стіни мали товщину щонайменше 2,5 цеглини. 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<sup>2</sup>, «слабка» – 38 кгс/см<sup>2</sup>. Для розрахунків міцності несучих стін

використовували суттєво менші допустимі напруження зі значними коефіцієнтами запасу: навантажені стіни – від 2,0 кгс/см<sup>2</sup> до 5,0 кгс/см<sup>2</sup> (коефіцієнти запасу 12 – 30); навантажені стовпи і колони – від 1,2 кгс/см<sup>2</sup> до 1,5 кгс/см<sup>2</sup> (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<sup>2</sup>, що завдяки коефіцієнту однорідності  $\kappa = 0,5$  дає значення розрахункового опору кладки 14 кгс/см<sup>2</sup> [22].

В Урочному положенні наведено також значення межі міцності («опору роздробленню») для природних каменів, зокрема, граніту, базальту, вапняку тощо, разом із загальним коефіцієнтом запасу 10.

### **6.3. Врахування закордонного досвіду**

У другій половині ХІХ-го століття та на початку ХХ-го століття російської технічної літератури практично не було. Зважаючи на те, що промисловий розвиток царської Росії в зазначений період у великій мірі забезпечували закордонні компанії, популярністю користувалися перекладні технічні видання, переважно німецькі. Таким виданням був довідник Хютте (Hütte) [8] – багатотомний довідник для інженерів, техніків та студентів. Перше німецьке видання довідника, видане в Німеччині в 1857 р., містило такі розділи: математика і механіка, машинобудування і будівництво. Незабаром у 1863 р. вийшов перший російський переклад довідника. До Другої світової війни Хютте (Hütte) був одним із найпоширеніших технічних довідників у СРСР. Довідник продовжували видавати й у післявоєнні роки, останнє, 34-е видання було надруковано в 2012 р. Упродовж понад 150 років історії формат довідника постійно змінювали: з 1890-го року його видавали в двох томах, з 1908-го – у трьох, і, нарешті, з 1922-го – у чотирьох. Зважаючи на тему розділу, цікавим є 26-е німецьке видання довідника і його 15-й російський переклад, що вийшов на початку 1930-х років і був доповненим відомостями про радянські стандарти та матеріали того часу [8].

Довідник Хютте (Hütte) [8] містить дані щодо допустимих напружень металів, що були офіційно дозволені в Німеччині до використання у будівельних конструкціях у 1925 році (*табл. 6.4 і 6.5*). Німецькі норми використовували для металів будівельних конструкцій сучасний термін «сталь», залишивши застарілу і неточну назву «залізо» здебільшого для існуючих конструкцій. Було рекомендовано до використання сталі двох марок: St 37 та високосортна St 48 з основними допустимими напруженнями відповідно 1200 кгс/см<sup>2</sup> та 1540 кгс/см<sup>2</sup>. Таблиця допустимих напружень для цивільних споруд, регламентована у Пруссії (регіон Німеччини) (*табл. 6.4*) мала розгорнуту форму, містила

**Пічугін С.Ф. ЕТАПИ РОЗВИТКУ ЗАГАЛЬНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

значення напружень для сталевих конструкцій на розтяг, згин і зріз, а також дані для заклепок, чистих і чорних болтів, анкерних болтів. Цікаво зауважити, що Прусські норми 1925 року використовували позначення для допустимих напружень  $R_i$ , які згодом перейшли у методику граничних станів (табл. 6.4). Як уже було вказано вище, допустимі напруження норм Німеччини переважали російські нормативи Урочного положення (табл. 6.1).

Таблиця 6.4

**Допустимі напруження металів для цивільних споруд  
(Норми міністерства Пруссії 1925 р) [8]**

| Форма виробів                                                         | Позн а-чення | Допустимі напруження, кгс/см <sup>2</sup> |                                | Зварне залізо |
|-----------------------------------------------------------------------|--------------|-------------------------------------------|--------------------------------|---------------|
|                                                                       |              | Лита сталь марки St 37                    | Високосортна сталь марки St 48 |               |
| Прокатні фасонні балки, зчленовані частини конструкцій, опорні стійки | $R_b, R_z$   | 1200                                      | 1560                           | Менше на 10%  |
|                                                                       | $R_s$        | 1000                                      | 1300                           |               |
| Заклепки і пригнані болти з гвинтовою нарізкою                        | $R_s$        | 1000                                      | 1300                           |               |
|                                                                       | $R'_d$       | 2000                                      | 2600                           |               |
| Звичайні болти з нарізкою (необроблені, чорні болти)                  | $R_s$        | 800                                       | 1040                           |               |
|                                                                       | $R'_d$       | 1600                                      | 2080                           |               |
| Анкерні болти, якорі                                                  | $R_z$        | 800                                       | 1040                           |               |

**Позначення:** допустимі напруження:  $R_b$  – згин;  $R_z$  – розтяг;  $R_s$  – зріз;  $R'_d$  – зминання внутрішньої поверхні отвору

У німецьких нормативах для залізничних мостів 1925 р. (табл. 6.5) вже розрізняли допустимі напруження при дії «головних сил» і дещо більші значення при врахуванні тиску вітру і додаткових навантажень.

Таблиця 6.5

**Допустимі напруження металів для залізничних мостів, кгс/см<sup>2</sup>  
(Інструкція Німецького залізничного відомства 1925 р) [8]**

| Сорт сталі                                        | Середня межа текучості кгс/см <sup>2</sup> | Допустимі напруження розтягу та згину головних балок і балок проїзної частини, що знаходяться під дією |                                                     |
|---------------------------------------------------|--------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------|
|                                                   |                                            | головних сил                                                                                           | головних сил, тиску вітру та додаткових навантажень |
| Мости у стані будівництва                         |                                            |                                                                                                        |                                                     |
| Лита сталь марки St 37                            | 2400                                       | 1400                                                                                                   | 1600                                                |
| Високосортна сталь марки St 48                    | 3120                                       | 1820                                                                                                   | 2080                                                |
| Існуючі мости                                     |                                            |                                                                                                        |                                                     |
| Зварне і лите залізо, час будівництва: до 1895 р. | 2200                                       | 1400                                                                                                   | 1600                                                |
| Лите залізо, час будівництва: після 1895 р.       | 2400                                       | 1600                                                                                                   | 1700                                                |

# HÜTTE

СПРАВОЧНИК  
ДЛЯ ИНЖЕНЕРОВ, ТЕХНИКОВ  
И СТУДЕНТОВ

ТОМ ПЕРВЫЙ

ИЗДАНИЕ ШЕСТНАДЦАТОЕ  
(стереотипное)

ПЕРЕВОД С 26 НЕМЕЦКОГО ИЗДАНИЯ ПОД ОБЩЕЙ РЕДАКЦИЕЙ

инж. В. К. Запорожец, проф. С. И. Курбагова,  
проф. С. Ф. Лебедева и инж. Н. Л. Мануйлова,



1936

ГЛАВНАЯ РЕДАКЦИЯ ЛИТЕРАТУРЫ  
ПО МАШИНОСТРОЕНИЮ И МЕТАЛЛООБРАБОТКЕ  
МОСКВА — ЛЕНИНГРАД

Хютте (Hütte) [8] містить також дані щодо міцності (тимчасові опори) деревини – масового конструкційного матеріалу свого часу (1925 р) (табл. 6.6). Для порівняння у цій самій таблиці наведено середні значення межі міцності сучасної деревини (малих чистих зразків), взяті з огляду [22].

**Таблиця 6.6  
Механічні характеристики деревини, кгс/см<sup>2</sup> (Німеччина, 1925 р.)**

| Породи деревини | Розтяг |      | Стиск |      | Згин  |      | Сколювання |      |
|-----------------|--------|------|-------|------|-------|------|------------|------|
|                 | Хютте  | [22] | Хютте | [22] | Хютте | [22] | Хютте      | [22] |
| Ялиця           | 800    | 940  | 280   | 470  | 470   | 806  | 45         | 74   |
| Сосна           | 750    |      | 250   |      | 420   |      | 40         |      |
| Ялина           | 750    |      | 250   |      | 400   |      | 40         |      |
| Дуб             | 1000   | 1130 | 400   | 526  | 600   | 970  | 75         | 103  |
| Бук             | 1340   |      | 350   |      | 670   |      | 85         |      |

Як видно з табл. 6.6, тільки міцність на розтяг уздовж волокон є наближеною до значень, застосованих для німецької деревини на початку ХХ століття та радянської – на початку ХХІ століття, інші німецькі показники – стиск, згин і сколювання – є значно меншими за сучасні вітчизняні. Можна припустити, що це є наслідком застосування різних методик випробування зразків деревини.

Міцнісні характеристики (тимчасові опори  $\sigma_{-B}$ ) цегли, розчину та цегляної кладки, наведені у довіднику Хютте (Hütte) [8], зазначено у табл. 6.7. Для порівняння у цій самій таблиці наведено середні значення межі міцності сучасних розчину, цегли і цегляної кладки, взяті з огляду [22].

**Таблиця 6.7  
Механічні характеристики цегляної кладки (Німеччина, 1925 р.)**

| Цегла     |                                     | Цегляна кладка, $\sigma_{-B}$ , кгс/см <sup>2</sup> |                  |      | Розчин, $\sigma_{-B}$ , кгс/см <sup>2</sup> |           |          |
|-----------|-------------------------------------|-----------------------------------------------------|------------------|------|---------------------------------------------|-----------|----------|
| Німеччина |                                     | Німеччина                                           |                  |      | Німеччина                                   |           |          |
| Сорт      | $\sigma_{-B}$ , кгс/см <sup>2</sup> | Вапняний розчин                                     | Цементний розчин | [22] | Вапняний                                    | Цементний | [22]     |
| Перший    | ≥150                                | 54                                                  | 128              | 38   | 15                                          | 200 – 350 | 50 – 200 |
| Другий    | ≥100                                | 32                                                  | –                |      |                                             |           |          |

Порівняння показує, що німецька цегла мала міцність, аналогічну сучасній: для 2-го сорту ≥ 100 кгс/см<sup>2</sup>, що відповідає середній міцності цегли марки М100 [22]. Середня міцність сучасних цементних розчинів марок від М50 до М200 дорівнює, відповідно, від 50 кгс/см<sup>2</sup> до 200 кгс/см<sup>2</sup>, що становить дещо менше, ніж міцність цементних німецьких розчинів, але є значно більшою за міцність вапняних розчинів. Разом із тим, міцність сучасної цегляної кладки виявилася значно меншою за німецьку початку минулого століття: наша кладка з цегли марки М100 на розчині марки

M150 має середню міцність  $38 \text{ кгс/см}^2$  [22], що значно менше за німецькі показники для кладки на вапняному ( $54 \text{ кгс/см}^2$ ) і особливо на цементному розчині ( $128 \text{ кгс/см}^2$ ) (табл. 6.7). Можливо, така велика міцність німецької кладки пов'язана з високою якістю цегли та виконання робіт, а також із застосуванням розчинів високої міцності.

Значної уваги в німецьких Правилах 1925 р. та, відповідно, в довіднику Хютте (Hütte) [8] було приділено розрахунку стиснутих елементів на поздовжній згин «за способом  $\omega$ ». За основу були прийняті дослідження Тетмайера, згідно з якими для сталі марки St37 у пластичній області для елементів з гнучкістю  $\lambda < 60$  критичні напруження приймалися постійними, такими, що дорівнюють  $\sigma_k = 2400 \text{ кгс/см}^2$ ; пружно-пластичну область за умови  $60 < \lambda < 100$  описували лінійною залежністю  $\sigma_k = (2890,5 - 8,175\lambda) \text{ кгс/см}^2$  і пружну ділянку за умови  $\lambda > 100$  – гіперболою Ейлера ( $20726000/\lambda^2$ )  $\text{кгс/см}^2$ . Критичне напруження та допустиме напруження на стиск  $R_d$  відносилися як  $\sigma_K/R_d = \nu_0$ , де  $\nu_0$  – коефіцієнт запасу на поздовжній згин (названий «запасом міцності»). Для  $\lambda = 0$ , очевидно, враховували  $R_d^0 = 1400 \text{ кгс/см}^2$ , тобто допустиме напруження на розтяг або згин головними силами (табл. 6.5) із коефіцієнтом запасу  $\nu_0 = 1,71$ ; для пружної області за умови  $\lambda \geq 100$  приймали постійний коефіцієнт запасу  $\nu_0 = 3,5$ ; для ділянки  $0 \leq \lambda \leq 100$  приймали параболічний перехід між допустимими напруженнями  $R_d^0$  та  $R_d^{100}$  у вигляді  $R_d = (1400 - 0,0808\lambda^2) \text{ кгс/см}^2$ , який відповідав діапазону коефіцієнта запасу  $\nu_0 = 1,71 \dots 3,50$ . Відношення допустимого напруження на розтяг чи згин до змінного допустимого напруження на стиск  $\omega = R_z(R_b)/R_d \geq 1$  було названо «коефіцієнтом поздовжнього згину». Його значення були табульовані й викладені у формі таблиці, в якій для сталі марки St37 були наведені значення  $\omega$  в діапазоні 1,00 – 5,32 в залежності від гнучкості  $\lambda = 0 - 150$ .

Аналогічний підхід, тобто «спосіб  $\omega$ », було регламентовано інструкцією залізничних доріг Німеччини для стиснутих дерев'яних конструкцій з іншою таблицею коефіцієнта поздовжнього згину  $\omega$  в діапазоні 1,00 – 7,60 для гнучкостей  $\lambda = 0 - 160$ .

#### **6.4. Єдині норми будівельного проєктування**

Актуальність розроблення регламенту будівельного проєктування стала особливо нагальною у 20-ті роки ХХ століття з початком індустріалізації країни. Процес будівельного нормування почався з того, що окремі відомства почали впроваджувати галузеві будівельні нормативи. Так, у 1925 році випустив свої норми НКВС (Народний комісаріат

**Пічугін С.Ф. ЕТАПИ РОЗВИТКУ ЗАГАЛЬНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

внутрішніх справ). Вони регламентували допустимі напруження для литого заліза (табл. 6.8), які для зварного заліза було зменшено на 10 %.

**Таблиця 6.8**  
**Допустимі напруження для литого заліза (норми НКВС 1925 р)**

| Елементи                                  | Конструкції | Закленки |          | Болти |          | Анкерні болти |
|-------------------------------------------|-------------|----------|----------|-------|----------|---------------|
|                                           |             | Зріз     | Змінання | Зріз  | Змінання |               |
| Допустиме напруження, кгс/см <sup>2</sup> | 1200        | 1000     | 2000     | 750   | 1500     | 800           |

Як бачимо, наведені у табл. 6.8 допустимі напруження практично співпадають з допустимим напруженнями для сталі St37 (табл. 6.4).

Для центрово-стиснутих сталевих елементів нормувався наступний розрахунок допустимих напружень  $R_k$ :

- у разі гнучкості  $\lambda > 105$  застосовували формулу Ейлера з п'ятикратним коефіцієнтом запасу;
- у разі гнучкості  $\lambda \leq 105$  рекомендували формулу Тетмайєра  $R_k = 0,20(3100 - 11,4\lambda)$  кгс/см<sup>2</sup> також з п'ятикратним коефіцієнтом запасу.

Замість наведених формул рекомендували таблицю значень допустимих напружень у діапазоні  $R_k = 600 - 105$  кгс/см<sup>2</sup> для гнучкостей  $\lambda = 10 - 200$ .

У Нормях НКВС наведено одну з перших рекомендацій щодо допустимих прогинів сталевих балок: «Висота перерізу сталевих двотаврових балок має бути не меншою ніж 1/32 прольоту, і в цьому разі визначення стріли прогину не потрібне, за винятком тих випадків, коли балки та прогоно завдовжки щонайменше 7 м є елементами споруди, що надають останній необхідну жорсткість і замінюють зазвичай застосовувані в громадських спорудах поперечні капітальні стіни (наприклад, балки в міжповерхових перекриттях виробничих будівель). У цьому останньому випадку стріла прогину не повинна перевищувати 1/500 вільного прольоту балок».

У 1931 р. було введено перші державні норми – «Єдині норми будівельного проєктування» та «Технічні умови і норми проєктування та зведення. Металічні конструкції і споруди». Базою для їх розроблення були дослідження вітчизняних вчених, про декого з яких згадано вище, наявність Урочного положення, яке зі змінами і доповненнями продовжувало забезпечувати певний технічний рівень і безаварійність будівель. Важливим був також досвід американських і німецьких інженерів, які тоді будували в країні гігантські металургійні і машинобудівні заводи. До прикладу можна згадати відомого американського підприємця Альберта Кана, який за три роки побудував в СРСР 570 об'єктів, зокрема, Сталінградський тракторний завод, який був

повністю запроєктовано і виготовлено в США, а згодом перевезено і змонтовано на будівництві.

Єдині норми будівельного проектування – капітальний збірник обов’язкових нормативів, обсягом більше 200 с. Розділ цих норм, присвячений металевим конструкціям, а також Технічні умови були укладені за активної участі класика вітчизняних металоконструкцій М.С. Стрілецького (1885 – 1967). Упродовж 20–30-тих років він присвятив розробленню загальних засад методу допустимих напружень і обґрунтуванню коефіцієнту запасу цикл публікацій [9 – 11] і капітальний підручник металевих конструкцій обсягом близько 1000 с. [12].

М.С. Стрілецький зазначає, що допустиме напруження  $[n]$  для сталі обирають меншим за граничні руйнівні напруження  $R$ , відношення між ними  $R/[n]=\xi$ , назване коефіцієнтом запасу або коефіцієнтом безпеки, «...є основною техніко-економічною даністю, від якої безпосередньо залежить витрата металу в конструкціях, і тому встановлення досить обґрунтованої величини цього коефіцієнта є суттєво важливим, особливо у сучасну епоху різкої економії металу». Зауважимо, що це положення є дійсним по сей день. І далі класик характеризує ситуацію 30-х років: «Однак досі, незважаючи на важливість коефіцієнта безпеки, чисельні значення цього коефіцієнта не можуть бути встановлені математично; вони даються швидше як середня результуюча загального уявлення про роботу конструкції». Курс металевих конструкцій [12] вніс певну ясність у важливе питання природи коефіцієнту запасу: «Коефіцієнт запасу не гарантує нас від руйнувань, але заводить гру ймовірності появи руйнувань у межі, що задовольняють нашим техніко-економічним та побутовим запитам. Таким чином, коефіцієнт запасу залежить не тільки від природи напружень, що розвиваються в конструкціях під дією силових впливів, але і від підходу до цього напруженого стану, від виконання конструкції, від догляду та експлуатації споруди і тому від ймовірності появи в ній дефектів та випадкових перевищень силових впливів над розрахунковими та допустимими».

Для якісних споруд та основних напружень природною границею є межа текучості, що дорівнює для сталі 3  $R_T = 2400$  кгс/см<sup>2</sup> (табл. 6.9). Таким чином, запас по відношенню до звичайних допустимих напружень, які приймають за умов дії основних навантажень  $[n]=1400$  кгс/см<sup>2</sup> (табл. 6.10), становить:

$$\xi_1 = \frac{R_T}{[n]} = \frac{2400}{1400} = 1,71 . \quad (6.1)$$

Ця величина є запасом на випадкові зростання силових впливів, що можливо під час експлуатації споруди. Ці перевищення та розбіжності

**Пічугін С.Ф. ЕТАПИ РОЗВИТКУ ЗАГАЛЬНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

фактичних напружень із розрахунковими можливі внаслідок різних причин:

- фактичні напруження внаслідок даного навантаження не дорівнюють розрахунковим, що визначає конструктивна поправка; ці відхилення залежать від схеми та умов виготовлення конструкції;
- силові дії можуть бути більшими за прийняті в розрахунку – за недостатньо ретельного догляду під час ремонту або інших спеціальних обставин конструкції нерідко перевантажуються (мости під час сходження з рейок залізничного транспорту чи внаслідок інших подій);
- властивості матеріалу як такого можуть відрізнятись від стандартних властивостей, які йому приписують згідно з нормами.

Усі ці відмінності мають покриватися коефіцієнтом запасу. Поєднання найнесприятливіших значень зазначених чинників може не покриватися цим коефіцієнтом, що доводиться наявністю катастроф. Однак коефіцієнт запасу має бути побудований так, щоб ймовірність збігу цих факторів задовольняла необхідним умовам експлуатації та безпеки.

В Єдиних нормах наведено розгорнуті таблиці допустимих напружень для металів, позначені  $[n]$  (табл. 6.10, 6.11). Вони нагадували за формою німецькі норми (табл. 6.4), але були більш повними і розгорнутими. В цих нормах остаточно замінено термін «залізо» на більш точну назву «сталь» для матеріалу будівельних конструкцій. Введено поділ прокатних і литих сталей на марки, обов'язкові механічні характеристики яких наведені в табл. 6.9. Найбільш поширеною була і залишається сталь 3, яку називали раніше (до 1924 р) литим залізом марки Г: тимчасовий опір 3800 – 4500 кгс/см<sup>2</sup>, межа текучості в середньому 2400 кгс/см<sup>2</sup>.

**Таблиця 6.9**

**Механічні характеристики сталей**

| <i>Матеріал</i>                         | <i>Марка</i>                  | <i>Тимчасовий опір, кгс/см<sup>2</sup></i> | <i>Найменша межа текучості, кгс/см<sup>2</sup></i> | <i>Видовження, %</i> |
|-----------------------------------------|-------------------------------|--------------------------------------------|----------------------------------------------------|----------------------|
| <i>Прокатний метал</i>                  | <i>Сталь 3</i>                | 3800 – 4500                                | 2400*                                              | 22                   |
|                                         | <i>Сталь 5 підвищена</i>      | 5000 – 6000                                | 3000                                               | 18                   |
|                                         | <i>Сталь спеціальна</i>       | 4800 – 6200                                | 3600                                               | 20                   |
| <i>Литий метал</i>                      | <i>Сталь лита Л1</i>          | 3600                                       | –                                                  | 16                   |
|                                         | <i>Сталь лита Л2</i>          | 5000                                       | –                                                  | 10                   |
|                                         | <i>Сталь лита Л2 понижена</i> | 4800                                       | –                                                  | 8                    |
| <i>Закленки</i>                         | <i>Сталь 2</i>                | 3400 – 4200                                | 2000*                                              | 25                   |
|                                         | <i>Сталь 3</i>                | 3800 – 4500                                | 2300*                                              | 22                   |
|                                         | <i>Сталь підвищена</i>        | 4500 – 5500                                | 2700                                               | 22                   |
|                                         | <i>Сталь спеціальна</i>       | 4500 – 5500                                | 3600                                               | 22                   |
| <i>Наплавлений метал зварного дроту</i> | <i>Розтяг</i>                 | 2500 – 3000                                | –                                                  | –                    |
|                                         | <i>Зріз</i>                   | 2000 – 2400                                | –                                                  | –                    |

**Примітка:** \* межа текучості визначалася факультативно

**РОЗДІЛ 6. Етапи розвитку методу допустимих напружень як основи методу граничних станів**

Відомо, що до межі пропорційності (для сталі 3 це значення дорівнює  $R_n = 2000 \text{ кгс/см}^2$ ) сталь працює як абсолютно пружне ізотропне тіло, видовження сталі в цей період незначні. Це дозволяє розвивати в сталевих конструкціях дуже високі напруження за порівняно малих деформацій. Крім того, сталь у пружній стадії працює найточніше за законом Гука, тобто так, як розраховують більшість споруд; тому дійсні та теоретичні напруження в сталевих конструкціях у разі пружної роботи останніх є найбільш близькими, що дозволяє в сталевих конструкціях брати найменші коефіцієнти запасу, тобто допускати напруження, дуже близькі до граничних. Дійсно, за Єдиними нормами будівельного проєктування за умов дії основних навантажень брали коефіцієнт запасу стосовно межі пропорційності  $2000/1400 = 1,43$ ; за умов дії основних та випадкових навантажень у запас бралось лише  $2000/1700 = 1,18$ ; у виняткових випадках несприятливих навантажень було допустимо напруження доводити до межі пропорційності, тобто без запасу. Останнє було можливим тому, що після досягнення напруженням межі пропорційності ніякого руйнування або пошкодження в конструкції не відбувається, починають лише накопичуватися залишкові деформації, тобто сталь починає працювати як не зовсім пружне тіло.

Здатність сталі підтримувати навантаження вичерпується у разі досягнення межі текучості, отже, межа текучості є у будь-якому разі таким рівнем, вище за який робочі напруження підніматися не можуть. Оскільки він є легко визначуваним і досить постійним, то щодо нього і розраховують коефіцієнти запасу; для сталі 3, для якої  $R_T = 2400 \text{ кгс/см}^2$ , вони становитимуть: у разі основних навантажень  $\xi_1 = 2400/1400 \approx 1,71$ , у разі основних та випадкових  $\xi_2 = 2400/1700 \approx 1,4$ . Коефіцієнти запасу тут не можуть бути дорівнювати 1, оскільки для того, щоб споруда тривалий час не накопичувала залишкових деформацій, а працювала згідно з нашим розрахунком пружно, робочі напруження не повинні перевищувати межі пропорційності, що є нижчою за межу текучості.

Таблиця 6.10

**Основні допустимі напруження для конструкцій [л]  
транспортних, гідротехнічних, промислових і громадських споруд (кгс/см<sup>2</sup>)**

| <i>Матеріали</i>                                                             | <i>Прокатний</i> |                          |                         | <i>Литий</i>    |                         |                 |                 |                 |
|------------------------------------------------------------------------------|------------------|--------------------------|-------------------------|-----------------|-------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
|                                                                              | <i>Сталь 3</i>   | <i>Сталь 5 підвищена</i> | <i>Сталь спеціальна</i> | <i>Сталь Л1</i> | <i>Сталь 2 понижена</i> | <i>Сталь Л2</i> | <i>Сталь Л5</i> | <i>Чавун Ч1</i> |
| <i>Основні напруження за дії основних навантажень</i>                        | 1400             | 1750                     | 2100                    | 1200            | 1500                    | 1800            | 2000            | 1000            |
| <i>Основні напруження за сумісній дії основних та випадкових навантажень</i> | 1700             | 2100                     | 2500                    | 1500            | 1800                    | 2100            | 2500            | 1200            |

Наведені міркування було враховано під час обґрунтування набору допустимих напружень для сталей різних марок (*табл. 6.10*). Наведені у таблиці значення допустимих напружень застосовували для споруд 2-го класу; для споруд 1-го класу їх зменшували на 10%, а для споруд 3-го класу збільшували на 10%. Таким чином, у норми 1931 р. було введено прогресивну класифікацію споруд за класами відповідальності, яку було виключено з наступних видань норм і відновлено тільки через 50 років.

Як основне допустиме напруження  $[n]$  для прокатного і литого матеріалу приймалося статичне напруження на розтяг або стиск. Для найбільш розповсюдженої сталі 3 основне допустиме напруження при врахуванні основних навантажень було прийнято рівним  $[n] = 1400 \text{ кгс/см}^2$ , що збігалось з німецьким нормативом для сталі St37 для мостів (*табл. 6.5*) і перевищувало допустиме напруження за нормами НКВС 1925 р (*табл. 6.8*).

В Єдиних нормах розрізняли дві розрахункові комбінації навантажень:

- основні навантаження, які регулярно діють при роботі споруд або безпосередньо пов'язані з призначенням споруди; такими є: корисні навантаження звичайної інтенсивності, силові впливи від рухомого навантаження для мостів і кранів для виробничих будівель, атмосферні навантаження (в нашому кліматі – снігове навантаження), власна вага тощо; у разі розрахунку тільки на ці навантаження приймають більший коефіцієнт безпеки і беруть нижче основне допустиме напруження (наприклад, для промислових конструкцій та сталі 3  $[n] = 1400 \text{ кгс/см}^2$ );

- основні та випадкові навантаження, тобто сполучення основних та нерегулярно діючих додаткових навантажень у вигляді тиску ураганного вітру, впливів осадки опор та температури, корисного навантаження або інерційних впливів рухомого навантаження найбільшої можливої інтенсивності, найбільшої ожеледі на дротах тощо; у разі розрахунку на основні та випадкові навантаження, враховуючи рідкісну появу їх сукупності, беруть менший коефіцієнт безпеки і найбільш підвищене основне допустиме напруження (наприклад, для промислових конструкцій та сталі 3  $[n] = 1700 \text{ кгс/см}^2$ ).

Ця класифікація, вперше сформульована в розгорнутому вигляді, асоціюється із німецьким підходом для мостів (*табл. 6.4*), враховує в неявній формі різну імовірність сумісної дії випадкових навантажень. Розглядаючи ці комбінації навантажень із сучасних позицій, можна відмітити відсутність у переліку корисних навантажень, навантажень на перекриття, віднесення вітрового навантаження до додаткових навантажень, акценти на динамічні впливи та удари, деякі з яких зараз відносять до аварійних впливів.

В Єдиних нормах було вперше наведено розгорнуті рекомендації стосовно кранових, снігових та вітрових навантажень, що діють на деякі

**РОЗДІЛ 6. Етапи розвитку методу допустимих напружень як основи методу граничних станів**

конструкції будівель, розгляд яких знаходиться за межами даної розділу. Еволюцію розвитку нормування цих навантажень детально описано в статтях автора [23 – 25] і вище в розділах 3 – 5 книги.

Інші допустимі напруження для різних деформованих станів конструкцій, заклепок і болтів, названі «похідними» (російський термін «производными»), наведено в *табл. 6.11*, вони пов'язані відповідними перехідними коефіцієнтами з основними допустимими напруженнями.

**Таблиця 6.11**  
**Похідні допустимі напруження для прокатного матеріалу (кгс/см<sup>2</sup>)**

| Об'єкти                             | Матеріали і допустимі напруження |                    | Сталь 3            |      | Сталь 5 підвищена |      | Сталь спеціальна |      | Перехід. коеф. |      |
|-------------------------------------|----------------------------------|--------------------|--------------------|------|-------------------|------|------------------|------|----------------|------|
|                                     |                                  |                    | 1400               | 1700 | 1750              | 2100 | 2100             | 2500 |                |      |
| Основні конструкції                 | Зріз                             |                    | [t]                | 1050 | 1270              | 1300 | 1570             | 1570 | 1880           | 0,75 |
| Заклепки у спорудах з міцними швами | Зріз                             | B                  | [t] <sub>cp</sub>  | 1100 | 1360              | 1400 | 1680             | 1680 | 2000           | 0,80 |
|                                     |                                  | C                  |                    | 950  | 1180              | –    | –                | –    | –              | 0,67 |
|                                     | Змінання                         | B                  | [n] <sub>см</sub>  | 2800 | 3400              | 3500 | 4200             | 4200 | 5000           | 2,00 |
|                                     |                                  | C                  |                    | 2400 | 2900              | –    | –                | –    | –              | 1,70 |
| Відрив                              | B, C                             | [n] <sub>отр</sub> | 840                | 1020 | 1050              | 1260 | 1260             | 1500 | 0,60           |      |
| Точені болти                        | Зріз                             |                    | [t] <sub>cp</sub>  | 1100 | 1360              | 1400 | 1680             | 1680 | 2000           | 0,80 |
|                                     | Змінання                         |                    | [n] <sub>см</sub>  | 2800 | 3400              | 3500 | 4200             | 4200 | 5000           | 2,00 |
| Неточені болти                      | Зріз                             |                    | [t] <sub>cp</sub>  | 840  | 1020              | –    | –                | –    | –              | 0,60 |
|                                     | Змінання                         |                    | [n] <sub>см</sub>  | 1700 | 2050              | –    | –                | –    | –              | 1,20 |
| Анкерні болти                       | Розтяг                           |                    | [n] <sub>отр</sub> | 1050 | 1270              | 1300 | 1570             | 1570 | 1880           | 0,75 |

**Примітка:** B – заклепки, встановлені в розсвердлені отвори; C – заклепки, встановлені у продавлені і не розсвердлені отвори

Для центрально стиснутих елементів Єдині норми базувалися на підході, аналогічному німецьким нормам, але з використанням оберненого коефіцієнта поздовжнього згину  $\varphi=1/\omega$  (нагадаємо, що саме цей коефіцієнт був запропонований Ф.С. Ясинським). Отже, у розрахунок стиснутих елементів вводили скореговане допустиме напруження  $[n]_{kr} = \varphi[n]$ . Коефіцієнт  $\varphi$  визначали за допомогою коефіцієнта зменшення допустимого напруження за поздовжнього згину  $\varphi' = R_{кр}/R_T$  (теоретичного) і  $\varphi''$  – коефіцієнта, що враховував додаткові ексцентриситети та інші побічні обставини. Остаточну криву коефіцієнта  $\varphi = \frac{\varphi'}{\varphi''} = \frac{R_{кр}}{R_T \varphi''}$  було наведено в Єдиних нормах у вигляді простої таблиці, зокрема, для сталі 3 в діапазоні значень 1,00 – 0,191 для гнучкостей 0 – 200, близьких до сучасних нормативних даних.

За своєю природою коефіцієнт запасу має залежати від часу. Але в 30-ти роки минулого століття ця залежність ще не було виявлено і в Єдиних нормах не регламентовано. Тому М.С. Стрілецький залучив до цього якісний аналіз двох класів випадкових небезпек для споруд протягом їхньої служби.

1. Випадковості зовнішні, що не залежать від стану споруди, а лише від догляду за ними, якими є випадкові навантаження під час ремонту, нештатних ситуацій тощо. Їх аналіз показує, що чим менше років становить строк служби споруди, тим менш імовірно, що з нею щось трапиться.

2. Випадковості, що залежать від стану споруди, наприклад, від наявності дефектів. Імовірність появи цих випадковостей дещо збільшується з часом, бо стан споруди погіршується і вона зношується.

Комбінуючи обидва фактори, можна вважати, що реальні небезпеки під кінець служби споруди можуть різко зменшитися, якщо вона перебуває у досить придатному стані. Це дозволяє підвищувати напруження для неї. Такий прийом використовував НКШС для старих мостів перед їх заміною: за умов дії основних навантажень замість звичайного напруження 1300 кгс/см<sup>2</sup> застосовували 1700 кгс/см<sup>2</sup>, а випадкові навантаження (ураганний вітер та гальмування) зовсім не враховували. Можливо, такою була відповідь М.С. Стрілецького на почин стахановців-кривоносівців 30-х років, які впроваджували великовантажні залізничні потяги, що перевантажували існуючі мости.

Призначення допустимих напружень при дії повторних та змінних навантажень було імплементовано в Єдині норми по-різному для двох можливих випадків.

1. Випадок дії навантажень, що змінюються за складним періодичним законом, діють нетривалий час з малим періодом коливань та невеликою амплітудою – на мости, кранові колії тощо. Вплив цих навантажень не дуже відрізняється від статичного, його враховують тим, що навантаження помножують на коефіцієнт, більший за одиницю, який називають коефіцієнтом динамічності, після чого розрахунок виконують за умов звичайних статичних допустимих напруженнях.

2. Вплив навантажень, які змінюються безперервно, що викликає резонанс та втоми металу. Небезпеку резонансу усувають прямою заборонаю дії навантажень із періодом коливань, близьким до коливань споруди. Для виключення небезпеки втоми необхідно, щоб напруження було нижчим за робочу міцність конструкції, яка в цьому разі є такою самою межею напруження, як і межа текучості для статичного навантаження. Таким чином, допустиме напруження знижується відносно  $\gamma = R_{ycm} / R_T$ , де  $R_{ycm}$  – робоча міцність (межа втоми згідно з Велером-Вейнраухом). Оскільки вважали, що реальна небезпека втоми в конструкції є незначною, то в Єдиних нормах вплив втоми на основні напруження було проігноровано. У той самий час

**РОЗДІЛ 6. Етапи розвитку методу допустимих напружень як основи методу граничних станів**

явище втоми може різко позначитися на місцевих напруженнях, які визначаються випадковостями дефектності (заточування, вирубки, заклепки тощо.). Тому в Єдиних нормах явище втоми враховувалося при розрахунку заклепкових та зварних з'єднань відповідним зниженням допустимих напружень (табл. 6.14).

Ще один резерв коефіцієнта запасу було виявлено у цей період роботами М.С. Стрілецького – врахування пластичної роботи матеріалу за межею пружності та текучості. У своєму курсі [12] він показав, як зростає коефіцієнт запасу в шарнірі пластичності однопролітної сталевий балки ( $\xi_n = 1,5\xi$  для прямокутного перерізу і  $\xi_n = 1,17\xi$  для двотаврового перерізу) та двопролітної балки, завантаженої зосередженими силами ( $\xi_n = 1,8\xi$  для прямокутного перерізу та  $\xi_n = 1,4\xi$  для двотаврового перерізу). Для багаторазово статично невизначених систем картина ускладнюється, але ефект збільшується не настільки суттєво. Ці розробки були включені до наступних видань норм проектування.

Велику увагу було приділено в Єдиних нормах основним на той час заклепковим з'єднанням. Допустиме напруження заклепок на зріз приймалося таким, дорівнює 0,8 основного допустимого напруження:  $[t]_{cp} = 0,8[n]$  Це співвідношення було виведено з теоретичного відношення сколювальних і розтягувальних напружень, проте його добре було підтверджено масовим досвідом руйнування заклепок під час їх статичній роботи (табл. 6.12). Як виявилось, це напруження порівняно мало залежить від виду клепки.

**Таблиця 6.12**

**Середні опори заклепок зрізу  
(за даними Міжнародного мостового Віденського конгресу 1928) [12]**

| Клепка      | Сталь 37 (Ст3) кгс/см <sup>2</sup> |       |                 |
|-------------|------------------------------------|-------|-----------------|
|             | $R_s^T$                            | $R_s$ | $\frac{R_s}{R}$ |
| Машинна     | 1970                               | 3390  | 0,84            |
| Пневматична | 1560                               | 3383  | 0,84            |
| Ручна       | 1510                               | 3380  | 0,82            |

Позначення в таблиці:  $R_s^T$  – опір з'єднання зрізу на початку текучості;  $R_s$  – опір з'єднання зрізу при руйнуванні;  $R$  – тимчасовий опір матеріалу листів.

Допустиме напруження для середніх напружень за шириною заклепки (на змінання) приймали таким, що дорівнює подвоєному основному допустимому напруженню  $[n]_{cm} = 2[n]$ . Це співвідношення залежить від опору заклепки на виколювання і тому від відстані у напрямку зусилля від першої заклепки до краю листа  $a_1$ , воно може бути збільшено зі збільшенням цієї відстані. Якщо ця відстань прийнята такою,

що дорівнює  $2d$ , то наведена вище рекомендація досить добре відповідає дослідним результатам, представленим у вигляді узагальненого лінійного графіка за даними Dogan, St.Gallih, Kayser, Вейдман [12]. Таким чином, між допустимим напруженням на зминання і відстанню від крайньої заклепки до кінця листа було встановлено просту залежність  $n_{cm}/n = a_1/d$ , де  $d$  – діаметр заклепки. Коментуючи це, М.С. Стрілецький заключив: «Отже, робота (і руйнування) на зминання є по суті умовним терміном; руйнування відбувається не від зминання, а від виколювання, тому опір заклепки залежить насамперед від площі виколювання, тобто від відстані від заклепки до краю листа» [12].

Допустиме напруження за роботи заклепок на відрив приймали значно меншим за нормальний опір  $[n]_{omp} = 0,6[n]$  (до 1930 р. бралось ще менше  $[n]_{omp} = 0,4[n]$ ). Зарубіжні випробування (проф. Wilson) на відрив головок заклепок показали, що початкове підвищення зовнішньої сили відбувається без подовження стержня, оскільки вся енергія йде на врівноваження сил зминання (стиск листів після охолодження заклепки), лише згодом починається подовження стержня заклепки і його додаткова робота на розтяг.

**Таблиця 6.13**

**Допустимі напруження у розрахунку заклепкових з'єднань (кгс/см<sup>2</sup>)**

| Навантаження            | Напруження   | Пере-<br>хідний<br>коєфі-<br>цієнт | Матеріал заклепок і болтів |                        |         |
|-------------------------|--------------|------------------------------------|----------------------------|------------------------|---------|
|                         |              |                                    | Сталь<br>спеціальна        | Сталь 4                | Сталь 3 |
| Основні                 | Зріз В       | 0,8                                | 1700                       | 1400                   | 1100    |
|                         | Зріз С       | 0,67                               | Не викори-<br>стовують     | Не викори-<br>стовують | 950     |
|                         | Відрив В і С | 0,6                                | 1250                       | 1050                   | 850     |
|                         | Зминання В   | 2,0                                | 4200                       | 3500                   | 2800    |
|                         | Зминання С   | 1,70                               | Не викори-<br>стовують     | Не викори-<br>стовують | 2400    |
| Основні<br>та випадкові | Зріз В       | 0,8                                | 2000                       | 1700                   | 1350    |
|                         | Зріз С       | 0,67                               | Не викори-<br>стовують     | Не викори-<br>стовують | 1150    |
|                         | Відрив В і С | 0,6                                | 1500                       | 1250                   | 1000    |
|                         | Зминання В   | 2,0                                | 5000                       | 4200                   | 3400    |
|                         | Зминання С   | 1,70                               | Не викори-<br>стовують     | Не викори-<br>стовують | 2900    |

Зазначені вище співвідношення між допустимими напруженнями заклепок і основним допустимим напруженням (0,8; 2; 0,6) відносили до якісного виготовлення конструкцій з розсвердлюванням отворів для заклепок (робота В). Для менш якісної установки заклепок у проколоті та нерозсвердлені отвори (робота С), що погіршувало роботу з'єднання, Єдині норми будівельного проєктування приписували зменшувати наведені вище

**РОЗДІЛ 6. Етапи розвитку методу допустимих напружень як основи методу граничних станів**

співвідношення до 0,67; 1,70; 0,6 та використовувати в розрахунках відповідні допустимі напруження (табл. 6.13).

Розвиток електрозварювання у будівництві відобразився в Єдиних нормах першим включенням допустимих напружень для з'єднань сталевих конструкцій за допомогою дугового зварювання (табл. 6.14). Як відмічали фахівці [12], метал зварних швів того часу (який вони називали «електрометалом») був досить неоднорідним з наявністю бульбашок, шлаків, окисів. Діапазон розкиду тимчасового опору був достатньо широким – від 2500 кгс/см<sup>2</sup> до 4500 кгс/см<sup>2</sup> – внаслідок впливу вказаних факторів. Єдині норми вимагали для швів мінімальний опір 3000 кгс/см<sup>2</sup>, допускаючи у несприятливих випадках 2500 кгс/см<sup>2</sup>, що само по собі вказувало на невизначеність наведених цифр. Межа текучості наплавленого металу була також різною, але відносно високою: за даними американських, бельгійських, німецьких і вітчизняних (Є.О. Патон [13]) відношення межі текучості до тимчасового опору складало для швів 0,7 – 0,9, тоді як для основного металу сталі 3 воно постійно дорівнювало 0,66. Підвищена межа текучості перешкоджає роботі зварного шва, оскільки сприяє розвитку місцевих перенапружень у зварному металі, неоднорідному і зв'язаному з усадковими напруженнями. Підвищенню межі текучості відповідало пониження відносного видовження до 10 %, а фактично у разі зварювання голими електродами (було тоді й таке...) – видовження було значно нижчим. Вказані недоліки вимусили розробників Єдиних норм прийняти порівняно низькі значення допустимих напружень для зварних швів (табл. 6.14). Менший опір зварювання на розтяг пояснювався впливом неперварів швів.

**Таблиця 6.14**  
**Допустимі напруження для зварних швів (кгс/см<sup>2</sup>)**

| Вид напружень | Позначення          | Єдині норми будівельного проектування |                         |                                  |                         | Закордонні норми [12] |           |
|---------------|---------------------|---------------------------------------|-------------------------|----------------------------------|-------------------------|-----------------------|-----------|
|               |                     | За дії основних навантажень           |                         | За сумісної дії всіх навантажень |                         | США                   | Німеччина |
|               |                     | Статичне навантаження                 | Вібраційне навантаження | Статичне навантаження            | Вібраційне навантаження |                       |           |
| Стиск         | [n] <sub>св.-</sub> | 1000                                  | 670                     | 1200                             | 800                     | 1055                  | 1050      |
| Розтяг        | [n] <sub>св.+</sub> | 900                                   | 600                     | 1100                             | 750                     | 914                   | 910       |
| Зріз          | [t] <sub>св</sub>   | 720                                   | 450                     | 870                              | 680                     | 795                   | 700       |

За умов основних і випадкових навантажень допустимі напруження зварних швів збільшували на 20 %, за постійної дії вібраційних навантажень – зменшували на 30 %. Для кутових швів було регламентовано допустиме напруження [t] = 800 кгс/см<sup>2</sup> (в нормах Німеччини – 700 кгс/см<sup>2</sup>). В Єдині норми, довідники і підручники [12] було введено таблиці розрахованих допустимих зусиль на 1 пог. см стикових, флангових і лобових швів.

Наведені у *табл. 6.14* напруження допускалися, якщо метал зварного шва мав наступні параметри міцності: тимчасові опори на розтяг та зріз – відповідно 3000 кгс/см<sup>2</sup> та 2400 кгс/см<sup>2</sup>; відносне видовження за розтягу – 10 %.

Коефіцієнти запасу зварних з'єднань виходили такими:

- по відношенню до межі текучості  $R_T = 0,8R = 2400$  кгс/см<sup>2</sup>: на розтяг  $\xi_+ = 2400/900 = 2,65$ ; на стиск  $\xi_- = 2400/1000 = 2,40$ ;

- по відношенню до межі міцності: на розтяг  $\xi_{\sigma+} = 3000/900 = 3,30$ ; на стиск  $\xi_{\sigma-} = 3000/1000 = 3,00$ .

Таким чином, коефіцієнти запасу Єдиних норм для зварних з'єднань були суттєво вищими, ніж коефіцієнти запасу для основного металу сталі Ст3, що пояснюється перерахованими вище недосконалостями зварних з'єднань. Як видно з *табл. 6.14*, вітчизняні допустимі напруження зварних швів 30-х років ХХ століття практично співпадали з нормативами розвинених зарубіжних країн.

### 6.5. Подальший розвиток норм проєктування

В наступні роки після прийняття Єдиних норм було проведено активні дослідження, націлені на удосконалення методики допустимих напружень у частині нормування навантажень [14], врахування пластичної роботи сталі у конструкціях [15], роботи і розрахунку зварних і заклепкових з'єднань [16], статистичного оцінювання міцності сталей [19].

**Таблиця 6.15**

**Характеристики марок сталей за ОСТ 2897**

| Марки сталей | Тимчасовий опір, кгс/см <sup>2</sup> | Межа текучості, кгс/см <sup>2</sup> | Відносне видовження, % | Загин у холодному стані | Допустиме напруження, кгс/см <sup>2</sup> |                   |
|--------------|--------------------------------------|-------------------------------------|------------------------|-------------------------|-------------------------------------------|-------------------|
|              |                                      |                                     |                        |                         | [σ] <sub>T</sub>                          | [σ] <sub>Tl</sub> |
| Ст1 норм.    | 3200 – 4000                          | –                                   | 28                     | d = 0                   | 1200                                      | 1450              |
| Ст2 норм.    | 3400 – 4100                          | 2100                                | 26                     | d = 0                   | 1200                                      | 1450              |
| Ст3 норм.    | 3800 – 4500                          | 2200                                | 22                     | d = 0,5δ                | 1400                                      | 1700              |
| Ст3 підвищ.  | 3280 – 4500                          | 2200                                | 24                     | d = 0                   | 1400                                      | 1700              |
| Ст4 норм.    | 4200 – 5000                          | 2500                                | 20                     | d = 2δ                  | 1400                                      | 1700              |
| Ст5 норм.    | 5000 – 6000                          | 2900                                | 16                     | d = 3δ                  | 1750                                      | 2100              |
| Ст5 підвищ.  | 5000 – 6000                          | 2900                                | 18                     | d = 2δ                  | 1750                                      | 2100              |
| Ст6 норм.    | 6000 – 7000                          | 3100                                | 12                     | –                       | –                                         | –                 |

*Примітка:* Проба на загин виконується для штаби завтовшки δ, яку згинають навколо стержня діаметром d або впритул (ОСТ 1863)

**РОЗДІЛ 6. Етапи розвитку методу допустимих напружень як основи методу граничних станів**

Ці результати було впроваджено до Технічних умов проектування металевих конструкцій (1940 р.), основні положення яких були узагальнені в другому виданні курсу металевих конструкцій «Частина 1. Основи металевих конструкцій», укладеного М.С. Стрілецьким [20]. У цих нормах відображено розвиток нормування будівельних сталей за тодішнім ОСТ 2897, згідно з яким сталь поділяли на шість марок (табл. 6.15). Починаючи с 1935 року, обов'язковими для сталей стали вимірювання межі текучості, а з 1940 р. – оцінювання ударної в'язкості сталей.

Найважливішою будівельною сталлю залишалася маловуглецева сталь марки Ст3, стабільна за своєю якістю і добре освоєна металургійними заводами, які активно будувалися у 30-ті роки минулого століття. Перші статистичні дослідження цієї сталі (1600 зразків [19]) виявили для межі текучості досить сприятливе середнє значення 2400 кгс/см<sup>2</sup> і середнє квадратичне відхилення (стандарт) 150 кгс/см<sup>2</sup>. У той же час певна частина сталі Ст3, яку виплавляли, не задовольняла стандартним вимогам, її переводили у нижчі марки Ст2, Ст1, Ст0 та допускали до використання, оскільки тоді вважали, що «...уся продукція наших заводів повинна використовуватися у відповідності до її якості» [20].

За кордоном у цей період використовувалися маловуглецеві сталі, аналогічні вітчизняним сталям марок Ст3 і Ст5 (табл. 6.16 [20]).

**Таблиця 6.16**  
**Основні характеристики вітчизняних і закордонних сталей (1940 р.)**

| <i>Країна</i>    | <i>Назва сталей</i> | <i>Тимчасовий опір, кгс/см<sup>2</sup></i> | <i>Межа текучості кгс/см<sup>2</sup></i> | <i>Відносне видовження, %</i> |
|------------------|---------------------|--------------------------------------------|------------------------------------------|-------------------------------|
| <i>СРСР</i>      | <i>Ст3</i>          | <i>3800 – 4200</i>                         | <i>2200 – 2300</i>                       | <i>22</i>                     |
|                  | <i>Ст5 підвищ.</i>  | <i>5000 – 6000</i>                         | <i>2900</i>                              | <i>18</i>                     |
| <i>Німеччина</i> | <i>St37</i>         | <i>3700 – 4500</i>                         | <i>2400</i>                              | <i>20</i>                     |
|                  | <i>St48</i>         | <i>4800 – 5800</i>                         | <i>2900</i>                              | <i>18</i>                     |
| <i>США</i>       | <i>A 7-9</i>        | <i>3900 – 4600</i>                         | <i>2100</i>                              | <i>22</i>                     |
|                  | <i>A 14</i>         | <i>4200 – 5100</i>                         | <i>2300</i>                              | <i>22</i>                     |
| <i>Франція</i>   | <i>A42</i>          | <i>4200</i>                                | <i>2400</i>                              | <i>25</i>                     |
|                  | <i>Rombeau</i>      | <i>3500 – 4000</i>                         | <i>2400</i>                              | <i>30</i>                     |
|                  | <i>Dorombeau</i>    | <i>5400 – 6400</i>                         | <i>3000</i>                              | <i>20</i>                     |
| <i>Англія</i>    | <i>BBS 15</i>       | <i>4100 – 5200</i>                         | <i>–</i>                                 | <i>20</i>                     |

Наприкінці 1930-х років почалося освоєння сталі підвищеної міцності – хромо-марганцево-мідістої сталі, названої сталлю ДС, яку було призначено для впровадження у будівництво Палацу Рад (російською – «Дворца Советов»). Цю колосальну споруду заввишки більше 400 м планували звести в Москві на місці зруйнованого храму Христа Спасителя. Цим планам не довелося здійснитися, оскільки почалася Друга світова війна. Сталь ДС мала високі механічні характеристики: тимчасовий опір

від 5200 кгс/см<sup>2</sup> до 6200 кгс/см<sup>2</sup>; межу текучості щонайменше 3600 кгс/см<sup>2</sup>: відносне видовження 20 %.

Технічні умови проєктування 1940 р. ввели нове позначення для допустимих напружень:  $[\sigma]$  замість  $[n]$ , але залишили для основної сталі Ст3 ті самі допустимі напруження, що і раніше:  $[\sigma]_T = 1400$  кгс/см<sup>2</sup> за врахування основних навантажень (коефіцієнт запасу 1,7 по відношенню до розрахункової межі текучості  $\sigma_T = 2400$  кгс/см<sup>2</sup>) та  $[\sigma]_{II} = 1700$  кгс/см<sup>2</sup> за врахування додаткових навантажень (коефіцієнт запасу 1,4) (табл. 6.15). Таким чином, сталь Ст3 мала величину запасу 1000 кгс/см<sup>2</sup> для першого допустимого напруження та 700 кгс/см<sup>2</sup> для другого допустимого напруження. Допустимі напруження для сталі Ст2 було прийнято такими, що дорівнюють  $[\sigma]_T = 1200$  кгс/см<sup>2</sup> та  $[\sigma]_{II} = 1450$  кгс/см<sup>2</sup>, що за розрахункової межі текучості  $\sigma_T = 2200$  кгс/см<sup>2</sup> залишало на випадок зростання робочих напружень відповідно 1000 кгс/см<sup>2</sup> та 750 кгс/см<sup>2</sup>. Для сталі Ст1 було прийнято ті самі допустимі напруження (табл. 6.15), незважаючи на суттєво нижче значення межі текучості. Таким чином, ця сталь мала менші запаси міцності та не була застосована для відповідальних конструкцій. Для того, щоб кількість різних допустимих напружень була невеликою, для сталі Ст4 допустимі напруження було залишено такими, як і для сталі Ст3. Підвищена міцність (межа текучості за ОСТ 2857 дорівнює 2500 кгс/см<sup>2</sup>) призводила до більших запасів міцності цієї сталі, що частково компенсувало її меншу в'язкість. Для сталі Ст5 допустимі напруження було підвищено порівняно зі сталлю Ст3, виходячи з принципу постійності коефіцієнта запасу, та прийняті такими, що дорівнюють 1750 кгс/см<sup>2</sup> та 2100 кгс/см<sup>2</sup>. М.С. Стрілецький зауважив [20], що цей принцип є не зовсім послідовним, бо залишає додаткові запаси для міцнішого матеріалу, хоча вони корисні з огляду на меншу в'язкість і стандартизованість сталей підвищеної міцності.

Дослідження роботи заклепкових з'єднань продовжувалися у цей період в Німеччині, Швейцарії, США, СРСР [16]. Їх результати підтвердили, що фактична робота цього з'єднання на зріз є досить складною і охоплює такі основні стадії: пружна робота за рахунок тертя між елементами, що з'єднуються; зсув на величину проміжку між заклепкою і отвором; пружно-пластична робота стержня заклепки.

**Таблиця 6.17**

**Еволюція допустимих напружень заклепкових з'єднань (Ст.3)**

| Норми   | Тип заклепок | Зріз, кгс/см <sup>2</sup> |                            | Зминання, кгс/см <sup>2</sup> |                            |
|---------|--------------|---------------------------|----------------------------|-------------------------------|----------------------------|
|         |              | Дія основних навантажень  | Дія додаткових навантажень | Дія основних навантажень      | Дія додаткових навантажень |
| 1934 р. | Заклепки В   | 1100                      | 1350                       | 2800                          | 3400                       |
|         | Заклепки С   | 950                       | 1150                       | 2400                          | 2900                       |
| 1940 р. | Заклепки В   | 1250                      | 1500                       | до 3500                       | до 4200                    |
|         | Заклепки С   | 1000                      | 1200                       | 2400                          | 2900                       |

Уточнення представлень щодо дійсної роботи заклепкових з'єднань та підвищення якості заводського клепаання дозволили збільшити перехідні коефіцієнти для заклепок у розсвердлених отворах (заклепки *B*) до 0,9 (згідно з німецьким дослідними даними, це співвідношення може досягати 1,1 [20]), для заклепок у проколотих отворах до 0,7 з відповідним підвищенням допустимих напружень на зріз (*табл. 6.17*).

Як зазначено вище, допустиме напруження заклепкового з'єднання на змінання  $[\sigma]_{cm}$  залежить від відстані між заклепкою і краєм елемента, який з'єднують. За стандартної відстані  $a_1 = 2d$   $[\sigma]_{cm} = 2[\sigma]$ , що враховували у попередніх нормах і нових нормах для заклепок *C* (*табл. 6.17*). Технічні умови 1940 р. допускали підвищення напруження  $[\sigma]_{cm}$  до 2,5  $[\sigma]$  для заклепок *B* у разі відповідного збільшення відстані  $a_1$  (*табл. 6.17*). Допустиме напруження заклепок залишилося без змін на розтяг і суттєво змінилося у розрахунку на вібраційне навантаження.

1930-ті роки були відмічені розширеним застосуванням і активними дослідженнями міцності зварних з'єднань будівельних конструкцій. Було дозволено зварювання лише електродами із захисною обмазкою та категорично заборонено зварювання несучих конструкцій голими електродами. Згідно з технічними умовами, у разі застосування електродів із тонкою обмазкою наплавлений метал мав тимчасовий опір на розтяг щонайменше 3000 кгс/см<sup>2</sup>, на зріз – щонайменше 2400 кгс/см<sup>2</sup>, відносно видовження – щонайменше 6 %. Ці параметри були аналогічними показникам зварних швів 10-річної давнини, вміщеним в Єдиних нормах [12], і залишалися значно меншими, ніж основний метал. Удосконалення зварювання із застосуванням електродів із товстими шлакоутворюючими обмазками дозволило наблизити міцність зварних з'єднань до міцності основного металу. Незважаючи на це, допустимі напруження наплавленого металу, який вважали менш однорідним, все ще приймали меншими за допустимі напруження основного металу: на розтяг  $[\sigma]_{cs+} = 0,8[\sigma]$ ; на стиск  $[\sigma]_{cs-} = 0,9[\sigma]$ ; на зріз  $[\tau]_{cs} = 0,7[\sigma]$ , тобто вони залишилися на рівні норм 1934 р. (*табл. 6.14*). Внаслідок цього зварні з'єднання мали більші коефіцієнти запасу порівняно з тимчасовим опором, ніж основний метал: на розтяг 3,4; на стиск 3,0 (основний метал 2,7). Це пояснювалося великим розкидом результатів випробування з'єднань, що залежали від кваліфікації зварювальника і були дуже чутливими до випадковостей зварювального процесу. Підвищення коефіцієнта запасу для розтягу враховував більший вплив цих випадковостей (наприклад, непроварів) за умов розтягу.

Враховуючи великий обсяг результатів вітчизняних і закордонних досліджень роботи зварних з'єднань за дії повторних навантажень, у

Технічних умовах 1940 р. було суттєво розширено рекомендації щодо вібраційної міцності цих прогресивних з'єднань.

### 6.6. Статистичний аналіз коефіцієнта запасу

В кінці 1930-х років відбувся справжній науковий наступ на коефіцієнт запасу, який здійснили класик вітчизняних металевих конструкцій М.С. Стрілецький і декілька закордонних дослідників [17 – 19]. Відомо, що основним принципом інженерного розрахунку є *умова неруйнівності*, відповідно до якої найбільше зусилля, яке діє в споруді (конструкції) упродовж її служби, має бути менше або, у крайньому разі, дорівнювати найменшому можливому за цей час граничному опорюванню матеріалу конструкції:

$$\max S_{\text{констр.}}^{\text{факт.гран.}} \leq \min S_{\text{мат.констр.}}^{\text{факт.гран.}} \quad (6.2)$$

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

М.С. Стрілецький був першим, хто зазначив, що виконання вказаної нерівності можна передбачати тільки з визначеною часткою ймовірності. У своїй невеликій за обсягом, але виключно змістовній роботі «Основи статистического учета коэффициента запаса прочности сооружений» [19] (основні положення якої наведено нижче), він обґрунтував висновок, що йдучи статистичним шляхом, вивчаючи та зіставляючи факти роботи однорідної групи споруд і матеріалу в конструкціях, можна встановити 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:

$$\max S_{\text{констр.}}^{\text{факт.гран.}} = k \cdot S_{\text{розр.зусил.}} \leq c \cdot S_{\text{норм.}}^{\text{мат.}} = \min S_{\text{мат.констр.}}^{\text{факт.гран.}} \quad (6.3)$$

де  $k$  – коефіцієнт запасу відносно зусиль (напружень);  $c$  – перехідний коефіцієнт від фактичного напруження матеріалу до нормативного, що має таку саму природу, як і коефіцієнт запасу  $k$ , який інколи називали 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:

$$k \frac{1}{c} S_{\text{розрах.зусил.}} = k_0 \cdot S_{\text{розрах.зусил.}} \leq S_{\text{норм.}}^{\text{мат.}} \quad (6.4)$$

де  $k_0$  – розрахунковий коефіцієнт запасу щодо нормативного опору матеріалу.

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

$$k = k_1 k_2 \dots k_n = \prod k_i \quad (6.5)$$

Структура коефіцієнта запасу у вигляді добутку співмножників було названо **канонічною структурою коефіцієнта запасу**. Така структура зручна тим, що кількість співмножників у ній завжди може бути встановлено в залежності від ходу дослідження. Ця структура найбільше відповідає практиці розрахунку, відповідно до якої специфічні випадки роботи конструкції та матеріалу традиційно оцінюють коефіцієнтами, що входять у розрахунок у вигляді співмножників. Так, якщо треба врахувати небезпеку втрати стійкості гнучкого стержня, вводять коефіцієнт поздовжнього згину  $\varphi$ . Якщо необхідно врахувати небезпеку утоми, повзучості, тривалого опору, вводять відповідні коефіцієнти зменшення несучої здатності при утомі, повзучості тощо. Всі ці коефіцієнти виступають 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 тощо. Кожен коефіцієнт  $k_i$ , у свою чергу, може бути розбитим на елементи. Однак не слід прагнути до надмірного збільшення кількості коефіцієнтів, тому що ефективність такого збільшення в сильній мірі погашається помилками визначення кожного з них. Можна відзначити при цьому, що більш загальні коефіцієнти, які залежать від великого числа факторів, більш стабільні. Тому рекомендовано 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  $k_3$ ).

Істотною особливістю 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).

М.С. Стрілецький справедливо показав, що кожний з коефіцієнтів, який характеризує яку-небудь особливість роботи споруди, залежить від великого числа причин і обставин, що можуть мати місце під час служби споруди, і тому найкраще він може бути описаний за допомогою *статистичного методу*.

Для цієї мети в результаті статистичної обробки спостережень установлюється, як часто під час 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 аргументу (явища), що досліджується, а на осі ординат – кількість випадків появи кожного значення або частоту його появи.

Після одержання на підставі спостережень дослідних чи обчислених значень коефіцієнтів  $k_i$  і побудови для них частотних кривих, можна визначити максимальні значення коефіцієнтів  $k_i$  і за ними одержати значення загального коефіцієнта запасу:

$$k = \max k_1 \cdot \max k_2 \cdot \dots \cdot \max k_n. \quad (6.6)$$

Однак таке визначення має два недоліки.

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

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

$$k = \max(\max k_1, \max k_2, \dots, \max k_n) = \prod \max k_i. \quad (6.7)$$

Для подолання цих труднощів необхідно:

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

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

Для цього необхідно дослідні криві замінити теоретичними кривими розподілу, найбільш близькими до них, що являють собою перспективне відображення дослідних даних при відносно великому

**РОЗДІЛ 6. Етапи розвитку методу допустимих напружень як основи методу граничних станів**

---

числі спостережень. Такі криві можуть вважатися однаково достовірними в усіх точках.

Для того, щоб подолати нерівність

$$\max \prod k_i = \max(k_1, k_2, \dots, k_n) \neq \max k_1 \cdot \max k_2 \cdot \dots \cdot \max k_n \quad (6.8)$$

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

Коефіцієнт  $c$  може бути представлений принаймні у вигляді добутку двох коефіцієнтів:

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

$$c_1 = S_{\text{мат.кон.}}^{\text{факт}} / S_{\text{мат}}^{\text{норм}} ; \quad (6.9)$$

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

$$c_2 = S_{\text{мат.кон.}}^{\text{факт}} / S_{\text{мат.зр.}}^{\text{норм}} . \quad (6.10)$$

Коефіцієнт  $c_1$  визначається приймальними іспитами матеріалу зразка (у лабораторних умовах). Для величезної кількості матеріалів криві  $S_{\text{мат.зр.}}^{\text{факт}}$  і  $c_1$  мають вигляд нормальних гауссових кривих, які добре вивчені.

Коефіцієнти  $c_2$  залежать від типу і структури конструкції. У конструкціях, структурно найпростіших, таких як кам'яні стовпи, стіни тощо, 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 низку проміжних коефіцієнтів, які залежать від обставин зведення конструкцій. У конструкціях, структурно складних, наприклад у фермах, рамах, крім питань зведення і виготовлення, істотним повинен бути вплив структурних характеристик споруди. 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, в яких руйнування одного (кожного) елемента вже є руйнуванням системи, і статично невизначеними, для руйнування яких

потрібно руйнування декількох елементів, з числом, рівним числу статичної зв'язності системи.

Умова неруйнівності (6.3) вимагає сполучення крайніх значень кривих  $kS_{розр}$  і  $cS_{норм}$ . Однак, оскільки криві  $k$  і  $kS_{розр}$  та криві  $c$  і  $cS_{норм}$  є асимптотичними, точне виконання цієї умови неможливе, тому що крайні значення кривих невідомі. Таким чином, виконання умови неруйнівності можливо 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 відкинута площі кривих за фактичною точкою перетину або добуток цих площ. Відкидаючи них, ми приймаємо їх за практичний нуль і сполучаючи криві, стверджуємо, що умова неруйнівності 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

$$\Gamma = 1 - \omega_1 \cdot \omega_2, \quad (6.11)$$

може розглядатися як міра точності твердження, що споруда неруйнівна.

Тому ця величина  $\Gamma$  (6.11) була названа М.С. Стрілецьким величиною **гарантії неруйнівності споруди**. Він підкреслював, що величина гарантії неруйнівності є зовсім умовною величиною, зв'язаною з виконанням умови (6.3). Оцінку наближеності даного підходу наведено у публікації [26].

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

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

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

Для ферм 1-го варіанта площі хвостових частин кривих склали  $\omega_1 = 2,36 \cdot 10^{-4}$ ;  $\omega_2 = 2,3 \cdot 10^{-4}$ , що дало величину гарантії неруйнівності  $\Gamma = 1 - 5,5 \cdot 10^{-8}$ . Для 2-го варіанту було визначено, відповідно  $\omega_1 = 2,5 \cdot 10^{-4}$ ;  $\omega_2 = 3 \cdot 10^{-4}$ ,  $\Gamma = 1 - 8,5 \cdot 10^{-8}$ . Отже, сталеві ферми, розраховані за нормами 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 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 за нормами 1934 р. виявилися досить близькими до одиниці. Це обставина, очевидно, повинна була залишитися в силі і при зміні вихідних даних, оскільки на асимптотичній частині кривій навіть значні зміни аргументу позначаються незначно.

У розпал Другої світової війни в 1942 р. зазначені міркування були обґрунтовані М.С. Стрілецьким та враховані Наркомбудом СРСР у «Вказівках із проєктування та застосування сталевих конструкцій в умовах воєнного часу (У-28-42)». В них допустимі напруження сталевих конструкцій було підвищено на 200 кгс/см<sup>2</sup> і прийнято для конструкцій зі сталі Ос такими, що дорівнюють 1400 кгс/см<sup>2</sup> (більше на 15 %), а для конструкцій зі сталі Ст3 – 1600 кгс/см<sup>2</sup> (більше на 12,5 %) зі збереженням без зміни механічних характеристик сталей (нормована найменша межа текучості для сталі Ос 1900 кгс/см<sup>2</sup> та для сталі Ст3 2200 кгс/см<sup>2</sup>). 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 (за дії основних навантажень). Незважаючи на досить малу величину коефіцієнта запасу, що була рекордною, таке підвищення напружень виявилось можливим, як показав відповідний аналіз і подальша безаварійна експлуатація. Величина гарантії неруйнівності при коефіцієнті запасу 1,36 склала, за різними оцінками,  $\Gamma = 1 - 6 \cdot 10^{-7}$ ;  $1 - 3 \cdot 10^{-6}$ ;  $1 - 5 \cdot 10^{-6}$ . Отже, усі величини  $\Gamma$  залишилися досить близькими до одиниці, вони виявилися для металевих конструкцій легкого типу лише на мільйонні частки менше одиниці.

## **6.7. Післямова**

До 1930 – 1940 рр. ставало щедалі більш очевидним, що метод допустимих напружень, в основі якого лежав принцип розрахунку за робочим станом, вичерпав себе і вимагав заміни, що і відбулося у 1955 р. переходом до методу граничних станів. Але варто зауважити, що метод допустимих напружень, при всіх його недоліках, 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 було покладено в основу нового методу граничних станів.

Один із апологетів методу допустимих напружень С.О. Бернштейн, класичну книгу якого «Нариси з історії будівельної механіки» [2] неодноразово було згадано вище, так охарактеризував період переходу від методу допустимих напружень (названий ним «принципом робочого стану») до методу граничних станів; «Ми вважаємо, що перебудову вчення про опір матеріалів, яка проходить зараз, не слід розуміти як відмову від принципу робочого стану і повний перехід до принципу граничного стану. Правильніше розглядати наступну нову – третю – еру в цій науці як синтез обох напрямів, з відведенням кожному з них свого заслуженого місця в розрахунках на міцність. Нам здається, що правильне розуміння діалектичної подвійності нової ери в опорі матеріалів може сприяти його успішному розвитку і утримати від скоростиглих помилкових суджень».

Наостанок відмітимо, що у даному розділі проведено послідовний огляд методів розрахунку будівельних конструкцій, починаючи з класичних досліджень XVII-XVIII століть до середини XX століття, коли домінував метод допустимих напружень. Детально розглянуто Урочне положення, яке регламентувало будівельну діяльність з середини XIX століття до початку XX століття. Проведено порівняння вітчизняного методу допустимих напружень із закордонними та сучасними нормами проєктування. Обґрунтовано загальний висновок, що метод допустимих напружень, при всіх його недоліках, 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.

Матеріал даного розділу опубліковано в статтях автора [27, 28].

### **Література до розділу 6**

1. Волков И.М. Законы Вавилонского царя Хаммураби. Культурно-исторические памятники Древнего Востока: Выпуск I / И.М Волков. – С.-Петербург: Поставщик Двора Его Величества Т-во Скоропечатни А.А. Левенсон, 1914. – 92 с.
2. Бернштейн С.А. Очерки по истории строительной механики / С.А. Бернштейн. – М.: Госстройиздат, 1957. – 170 с.
3. Лопатто А.Э. Из истории строительных конструкций: L, M, Q, N / А.Э. Лопатто. – К.: Будівельник, 1990. – 160 с.

4. Баженов В.А. Будівельна механіка і теорія споруд. Нариси з історії / В.А. Баженов, Ю.В. Ворона, А.В. Перельмутер. – К.: Каравела, 2016. – 427 с.
5. Elishakoff I. Probabilistic Theory of Structures / I. Elishakoff. – New York: Dover Publications, 1999. – 502 p.
6. Truesdell C.A. Essays in the History of Mechanics / C.A. Truesdell. – Berlin: Springer Verlag, 1968. – 384 p.
7. Де-Рошефор Н.И. Иллюстрированное Уточное положение: пособие при составлении и проверке смет, проектировании и исполнении работ / Н.И. Де-Рошефор. – [Шестое исправленное издание]. – Петроград: Издание К.Л. Раккера, 1916. – 694 с.
8. HÜTTE. Справочник для инженеров, техников и студентов. – [Издание пятнадцатое, исправленное и дополненное (перевод с 26 немецкого издания)]. – Том второй. – М: Госмашметиздат, 1935. – 1003 с.
9. Стрелецкий Н.С. К вопросу о коэффициентах формулы напряжений / Н.С. Стрелецкий // Сборник трудов бюро инженерных исследований НТК НКПС. – 1926. – №10. – С. 9 – 28.
10. Стрелецкий Н.С. Основные предпосылки назначения формулы допускаемых напряжений в мостах / Н.С. Стрелецкий // Вестник инженеров и техников. – 1929. – № 5 – 6.
11. Стрелецкий Н.С. К анализу общего коэффициента безопасности. Классификация напряжений / Н.С. Стрелецкий Н.С. // Проект и стандарт. – 1935. – №10.
12. Стрелецкий Н.С. Основы металлических конструкций / Н.С. Стрелецкий, А.Н. Гениев. – М: ОНТИ, 1935. – 943 с.
13. Патон Є.О. Як впливає довжина бокових швів на їх міцність / Є.О. Патон, В.В. Шеверницький // Праці Електроварного Комітету. – К.: ВУАН, 1932. – 8 с.
14. Исследование действительной работы стальных конструкций промышленных цехов. Сборник работ ЦНИПС, ред. С.А. Бернштейн. – М.: Госстройиздат. – 1938.
15. Расчет металлических конструкций с учетом пластических деформаций. Сборник работ ЦНИПС. – М.: Госстройиздат. – 1938.
16. Работа заклепочных соединений стальных конструкций / Г.А. Шапиро. – М.: Стройвоенмориздат, 1949. – 182 с.
17. Freudenthal A.M. The Safety of Structures / A.M. Freudenthal // Proceedings ASCE. – 1947. – No. 112, 1. – P. 125–180.
18. Wierzbicki W. Safety of Structures as a Probability Problem / W. Wierzbicki // Przegląd Techniczny. – 1936. – P. 690 – 696.
19. Стрелецкий Н.С. Основы статистического учета коэффициента запаса прочности сооружений / Н.С. Стрелецкий. – М.: Стройиздат, 1947. – 94 с.

20. Стрелецкий Н.С. Курс металлических конструкций. Часть 1. Основы металлических конструкций / Н.С. Стрелецкий. – М.: Стройиздат, 1940.–776 с.

21. Pichugin Sergii. Reflection of statistical nature of steel strength in steel structures standards // Sergii Pichugin, Mukhlis Hajiyev // Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering. – 2020. – No. 1 (54). – P. 12 –18. <https://doi.org/10.26906/znp.2020.54.2263>.

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

23. Pichugin Sergii. Probabilistic basis development of standartization of snow loads on building structures / Sergii Pichugin // Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering. – 2020. – No. 2 (55). – P. 5 – 14. <https://doi.org/10.26906/znp.2020.55.2335>.

24. Пічугін С.Ф. Розвиток нормування кранових навантажень на будівельні конструкції / С.Ф. Пічугін // Комунальне господарство міст. Науково-технічний збірник. Серія: технічні науки та архітектура. – 2021. – Вип. 4, 164. – С. 82–98. DOI:10.33042/2522-1809-2021-4-164-82-98.

25. Pichugin Sergii. Many years of experience of standarding the medium component of wind load on building structures / Sergii Pichugin // Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering. – 2021. – No. 2 (57). – P. 5 – 13. <https://doi.org/10.26906/znp.2021.57.2579>.

26. Пічугін С.Ф. Використання концепції «гарантії неруйнівності» в оцінках надійності металевих конструкцій / С.Ф. Пічугін, А.В. Махінько // Металеві конструкції. – 2003.– Том 6. Номер 1. – С. 19 – 26.

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

28. Pichugin Sergii. The allowable stress method is the basis of the modern method of calculating building structures according to limit states structures / Sergii Pichugin // Academic journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering. – 2022. – No. 1 (58). –P. 17 – 32.

<https://doi.org/10.26906/znp.2022.58.XXXX>.

## РОЗДІЛ 7 ЕТАПИ РОЗВИТКУ МЕТОДУ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ (1950 – 1980)

*Норми є лише інструментом у руках інженера. Хоч би як ретельно вони були складені та відпрацьовані, норми не можуть гарантувати створення високоякісного об'єкта, і відповідальність за правильне використання зазначених інструментів цілком лягає на інженера*

**А.В. Перельмутер**

### 7.1. Впровадження методу граничних станів (1950-і роки)

**Коротко про розрахунок за допустимими напруженнями.**  
Детально про етапи розвитку методу допустимих напружень викладено у попередньому розділі 6. Нагадаймо, що у розрахунку за цим методом напруження, що виникають в елементах конструкції, не повинні перевищувати допустиме напруження  $[\sigma]$ :

$$\sigma \leq [\sigma]. \quad (7.1)$$

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

$$[\sigma] = \sigma_y / k_1. \quad (7.2)$$

Для крихких матеріалів небезпечним напруженням є межа міцності  $\sigma_u$ , за якою настає руйнування матеріалу. Отже, для допустимого напруження маємо

$$[\sigma] = \sigma_u / k_2, \quad (7.3)$$

Як показано у розділі 6, коефіцієнт запасу відносно межі текучості  $k_1$  береться в межах від 1,2 до 2,5; коефіцієнт запасу відносно межі

міцності для крихких матеріалів  $k_2=3\dots5$  (а іноді й вище, наприклад, для каменів природних і штучних він може бути в межах 10...30).

**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 й 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, котрий забезпечує безпеку конструкцій. Очевидно, таке навантаження на єдиний коефіцієнт є надмірним. Слід тут зазначити, що коефіцієнт запасу є основним і враховує тільки 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.) здійснюють введенням додаткових коефіцієнтів, на які перемножується основний коефіцієнт.

Вже в середині ХХ сторіччя методика допустимих напружень серйозно стримувала розвиток будівельних конструкцій внаслідок цілої низки невизначеностей, з яких можна виділити наступне[1 – 3]:

- 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 з 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 їх відповідальності.

У результаті такого підходу різні конструкції мали *різну надійність*. На це ще у довоєнні роки 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 за різних співвідношеннях навантажень реальний запас міцності конструкцій суттєво відрізняється від теоретичного. При

коефіцієнті запасу, що дорівнює 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 з 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 за наявності кількох незалежних силових впливів, кожний з яких може змінюватися в різній степені.

Крім того, роботу конструкцій, зокрема сталевих, розглядали лише у *пружній стадії*, без урахування пластичних властивостей матеріалу, що знижувало їхню економічність. Залишали також неясним і критерій розрахунку конструкцій: що буде, якщо буде порушена умова (7.1). 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 ХХ-го сторіччя) склалося обгрунтоване враження, що метод допустимих напружень не дає уявлення щодо істинного запасу міцності, включає занадто великі коефіцієнти запасу і призводить до перевитрати цінних матеріалів, з яких виготовляється конструкція. Враховуючи це, за першу половину ХХ-го сторіччя допустимі напруження для сталі було підвищено 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 виявляли, що у конструкціях існують зони, де напруження дорівнюють граничним і навіть їх перевищують, але конструкції не руйнуються, а безпечно експлуатуються [2]. В якості прикладу можна розглянути сталеві ферми, які звичайно розраховують 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, які перевищують граничні. Таким чином, у межах методу допустимих напружень вже не можна було допускати збільшення напружень, і потрібно було пояснити, чому ферми не руйнуються. Це пояснення могло бути дано тільки на основі вивчення граничного стану ферм перед їх руйнуванням. Аналіз цього стану показав, що місцева концентрація високих напружень і зв'язаних з ними пластичних деформацій на впливають на загальну несучу здатність ферми.

Один із найбільш разючих дослідів був виконаний ще в 1908 р.: кінці сталеві 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, за якого балка повинна була зруйнуватися. Досвід показав, однак, що руйнування балки наступило за навантаження, яке на 30...40 % перевищувало розрахункове.

Експериментальні роботи у галузі кам'яних конструкцій показали, що дійсна міцність цегляних колон, які працюють на позакентровий стиск, виявилася на 50%, а у випадках великих ексцентриситетів навіть на 100% вищою, ніж показував розрахунок колон за методом допустимих напружень.

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

Метод допустимих напружень до сих пір використовують, зокрема, в машинобудуванні. Можна припустити, що це пов'язано з тим, що на відміну від будівельних конструкцій, конструкції машин експлуатують 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.

***Впровадження методу граничних станів.*** Наведені вище суттєві недоліки методу допустимих напружень були досить давно помічені інженерами і вченими. У зв'язку з цим з'явився ряд робіт, в яких було запропоновано інший підхід до розрахунку будівельних конструкцій на міцність і стійкість, з більш правильним врахуванням фізичних властивостей матеріалів і дійсної роботи конструкцій у стадії руйнування. Це призвело до переходу від методу розрахунку за допустимим напруженнями до *методу розрахунку за руйнуючими зусиллями*.

Слід особливо виділити тут роботи А.Ф. Лолейта, що поклали ще у 1904 р. початок вивчення та згодом у 1920-1930-ті роки розроблення теорії розрахунку залізобетонних конструкцій за руйнуючими зусиллями. Історія впровадження методу була драматичною, супроводжувалася запальними дискусіями автора нової теорії з її супротивниками [4]. Наукові співробітники Центрального науково-дослідного інституту промислових споруд (ЦНПС) під керівництвом О.О. Гвоздева розвинули цей науковий напрямок, провели масштабні теоретичні та експериментальні дослідження і створили злагоджену теорію розрахунку залізобетонних конструкцій за стадією руйнування. О.О. Гвоздев також встановив ряд загальних закономірностей переходу будівельних конструкцій у граничний стан за міцністю [5]. Отже, вперше у світі перехід до розрахунку за руйнуючими

## **РОЗДІЛ 7. Етапи розвитку методу граничних станів (1950 – 1980 )**

---

зусиллями було здійснено в 1938 р. по відношенню до залізобетонних конструкцій, для яких вказані недоліки методу розрахунку за допустимими напруженнями проявлялися особливо різко.

У подальшому роботами Л.І. Онищика і наукових робітників лабораторії кам'яних конструкцій ЦНПС цей метод було розповсюджено на розрахунок кам'яних конструкцій. Ф.П. Белянкіним, а також Ю.М. Івановим, Г.Г. Карлсеном та іншими науковими співробітниками ЦНПС вивчалася поведінка дерев'яних конструкцій до руйнування.

Багато було зроблено вченими й інженерами в галузі вивчення дійсної роботи сталевих конструкцій. М.С. Стрілецький (Московський інженерно-будівельний інститут – МІБІ), С.О. Бернштейн, В.С. Туркін (ЦНПС) виконали роботи з вивчення поведінки сталевих конструкцій у пружно-пластичній стадії [6]. У цьому напрямку плідно працювали також київські вчені М.П. Жудін [7], Є.О. Патон і Б.Н. Горбунов [8].

Одночасно з розвитком науки стосовно поведінки будівельних конструкцій до їх руйнування, зусилля вітчизняних вчених були направлені на подальшу розшифровку й уточнення коефіцієнта запасу міцності. З цієї точки зору навіть метод розрахунку за руйнуючими зусиллями не давав науково обгрунтованої відповіді щодо величин коефіцієнта запасу.

Тому на найвищому державному рівні було поставлено задачу розробити єдиний метод розрахунку й удосконалити систему коефіцієнтів запасу. Ще до закінчення Другої світової війни, в 1943 р. при Технічній раді Наркомбуду СРСР було організовано комісію з уніфікації методів розрахунку будівельних конструкцій, яка пізніше перейшла у ведення Центрального науково-дослідного інституту промислових споруд (ЦНПС). Комісія мала розробити єдиний розрахунок будівельних конструкцій з усіх матеріалів і науково обгрунтувати величини коефіцієнтів запасів міцності.

В 1944 р. І.І. Гольденблатом, С.Н. Добриніним та А.Н. Поповим у цю комісію було внесено пропозицію щодо заміни єдиного коефіцієнта запасу міцності системою коефіцієнтів переваантаження і коефіцієнтів якості матеріалів. Ця пропозиція послужила значним поштовхом у справі розроблення єдиної методики.

Велике значення для розроблення нового уніфікованого методу розрахунку мали роботи М.С. Стрілецького з аналізу коефіцієнтів запасу та неруйнівності конструкцій, а також вибору і призначення величин розрахункових коефіцієнтів, котрі забезпечували необхідну імовірність неруйнівності (про це докладно викладено у попередньому розділі 6 книги).

Для роботи у комісії були залучені В.О. Балдін (металеві конструкції), О.О. Гвоздев (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). Комісія розробила новий метод розрахунку, названий *методом розрахунку за граничними станами*. Його загальні розрахункові положення було попередньо включено у проект Урочного положення, широко опубліковано і активно обговорювалося [1 – 3]. Метод вже було використано для розробки типових секцій промислових будівель і включено до підручників з конструкцій. Метод отримав схвалення на конференціях та нарадах у 1948 – 1953 роках разом із пропозиціями якнайшвидшого впровадження у будівельну практику. Інженерний загал був впевнений: «Затвердження нових норм дозволить негайно розпочати широке застосування цього прогресивного методу у будівельній практиці».

Варто зазначити, що у 30 – 40 рр. ХХ ст. виник певний різнобій у регламентації проектно-будівельній діяльності. Видавали цілу низку відомчих норм і технічних умов (НКШС, Головбуд ВРНГ та ін.), мало узгоджених один з одним. Практика проектування залишалася безсистемною і продовжувала складатися хаотично. Так, у проектних бюро Наркомату шляхів сполучення (НКШС) розрахунок залізобетонних конструкцій проводили за своїми нормами, у Наркомпіщепромі – за відомчою Інструкцією, в інших організаціях – за НіТУ Головбудпрому Наркомату важкої промисловості тощо. У 50-і роки минулого століття на основі досягнень науки, техніки і технології, замість Урочного положення, розробляли нову систему нормативних документів у будівництві. З цими змінами збігся перехід на нову методику розрахунку будівельних конструкцій за граничними станами. Основним зводом нормативних документів стали Будівельні норми і правила (СНиП), затверджені для обов'язкового застосування з 1955 р. СНиП-54 складався з чотирьох частин, у частину II «Норми проектування» увійшли основні положення більш сучасної і обґрунтованої методики граничних станів.

**Визначення граничних станів.** Необхідність переходу до методу граничних станів можна аргументувати наступним чином. Задамося питанням: яка основна задача стоїть перед інженером у 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 (завод з сучасним обладнанням, але з текучими покрівлями; виробнича будівля 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.

Ось чому СНиП-54 сформулював, що *«під граничним розуміється такий стан конструкцій, при якому її подальша нормальна експлуатація стає неможливою»*.

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

- Прогин підкранової балки, що перевищує 1/400 прольоту, ускладнює 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, яка 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.

СНиП-54 регламентував три види граничних станів, які детально розглядаються нижче у п. 7.2.

***Граничні нерівності для граничних станів.*** Почнемо з граничного стану *першої групи*. Цей граничний стан є основним, оскільки вичерпання несучої здатності в усіх випадках виключає можливість експлуатації споруди. 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 забезпечують при задоволенні наступної нерівності, названої «умовою неруйнівності»:

$$N \leq \Phi, \quad (7.4)$$

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

$\Phi$  – 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.

У перших нормах розрахунку конструкцій за граничними станами умову (7.4) розшифровували наступним чином:

$$\sum \alpha_i P_i^H n_i \leq m \Phi R^H k, \quad (7.5)$$

де  $\alpha_i$  – 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;

$\Phi$  – геометрична характеристика перерізу (площа, момент опору тощо);  $R^H$  – нормативний опір матеріалу;  $k$  – коефіцієнт однорідності.

Пояснимо зміст кожного з 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 визначають як

$$P = P_i^H n_i. \quad (7.6)$$

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 були розглянуті у попередніх розділах книги.

Нормативний опір матеріалу  $R^H$  – це основний опір матеріалу, що встановлюють нормами і контролюють при виготовленні та прийманні матеріалу. Для сталі нормативний опір дорівнює бракувальному мінімуму межі текучості або межі міцності сталі, згідно з діючими ГОСТами на

**РОЗДІЛ 7. Етапи розвитку методу граничних станів  
(1950 – 1980)**

---

відповідні марки і класи сталі. Коефіцієнт однорідності враховує можливість попадання у конструкцію сталі зі значенням межі текучості (міцності) нижче встановленого стандартом бракувального мінімуму, внаслідок вибіркової процедури бракувальних випробувань сталі (кілька випробувальних зразків на партію сталі в десятки тон). Розрахунковий опір матеріалу визначають як

$$R = kR^H. \quad (7.7)$$

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

Коефіцієнт умов роботи враховує особливості роботи конструкцій, які підвищують або знижують надійність їх роботи.

Розглянемо граничну нерівність для граничних станів *другої групи*. В перших варіантах норм проектування конструкцій за граничними станами ця нерівність мала такий вигляд:

$$\sum P_i^H \Delta_i \leq f, \quad (7.8)$$

де  $\Delta_i$  – переміщення або деформація від одиничного навантаження;  
 $f$  – гранична допустима величина переміщення або деформації.

**Ефект уведення методу граничних станів.** Цей метод одразу показав свої суттєві переваги у порівнянні з методом допустимих напружень.

1. Всі компоненти граничних нерівнянь мають чіткий фізичний зміст, який характеризує можливу змінність навантажень, матеріалів або умов роботи. Можна у зв'язку з цим заключити, що в основному нерівнянні вже *немає 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, котрі залежать від значень навантажень, призначення споруди, опору матеріалів і обставин роботи споруди.

Проілюструємо це, дещо змінивши формулу (7.5):

$$\sigma = \frac{\sum P^H}{\Phi} \leq \frac{R^H}{n} = \frac{R^H}{K} = [\sigma]. \quad (7.9)$$

$mk$

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

$$K = \frac{n}{mk} \quad (7.10)$$

Врахуємо, що у 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 (7.10) буде дорівнювати  $K = 1,22$  у разі коефіцієнта перевантаження  $n=1,1$  (переважна дія постійного навантаження),  $K = 1,33$  у разі коефіцієнта перевантаження  $n=1,2$ ,  $K = 1,44$  у разі коефіцієнта перевантаження  $n=1,3$  (переважна дія змінних навантажень).

3. Оскільки введені розрахункові коефіцієнти мають чіткий зміст і є незалежними, було відкрито 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, науковці одержали важливі наукові результати і суттєво розвинули теорію розрахунку конструкцій (детальний опис цього руху вміщено у попередніх розділах книги).

4. Уже перший досвід впровадження нового методу дав економію матеріалу в конструкціях, зокрема, металоконструкцій, в інтервалі 3...10 % (табл. 7.1 і 7.2)(дані ДПП Проєктстальконструкція [9, 10]).

**Таблиця 7.1**  
**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 7.2.**  
**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              |

Було показано, що більш легкими виявилися елементи конструкцій, на які діють переважно постійні навантаження з мінімальними коефіцієнтами перевантаження. Внаслідок цього найбільшу економію було одержано 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 у нових нормах розрахунку позacentрових елементів. Одночасно відмічено зменшення перерізів нижніх частин колон, В цілому колони або залишилися без змін, або навіть стали дещо важчими (табл. 7.1). Конструкції доменних печей стали на 3,8...12,6 % легше (табл. 7.2).

Порівняння з розрахунками за закордонними нормами США, Англія, ФРГ, Бельгія, Польща) показало, що вітчизняні варіанти сталевих конструкцій виявилися легшими: ферми – на 11 – 19%; колони – на 12 – 21%; підкранові балки – на 1 – 7%.

Дещо інші висновки були одержані рядом проектних організацій на основі дослідного проектування сталевих конструкцій цивільних будівель [2]:

- колони, які працюють на вертикальні і горизонтальні навантаження, при застосуванні низьколегованої сталі залишаються приблизно однаковими; при застосуванні сталі марки Ст.3 виявляються легшими на 5,5%;
- колони, що працюють тільки на вертикальне навантаження, виявилися легшими на 16% (низьколегована сталь) і на 12% (Ст.3);
- ригелі стають важчими на 4% при роботі на горизонтальне і вертикальне навантаження і на 7% – при роботі на вертикальне навантаження.
- в цілому новий метод розрахунку дає зменшення витрат сталі орієнтовно на 5%.

Колектив розробників методу граничних станів також опублікував результати дослідного проектування силами провідних проектних організацій, які показали, що новий метод у більшості випадків дає економію [3]:

- залізобетонні колони багатопверхових будівель – економія арматури до 20%;
- залізобетонні плитні балки – економія арматури до 10%;
- сталеві конструкції – економія сталі до 10%;
- сталеві трубопроводи – економія сталі до 20%;

- кам'яні стіни і колони багатоповерхових будівель – скорочення витрат матеріалів – до 20%;
- ряд несучих дерев'яних конструкцій – економія до 8%.

## **7.2. Основні положення перших норм методу граничних станів**

Загальну стратегію будівельного проектування на основі методу граничних станів було викладенов Будівельних нормах і правилах (СНиП) 1954 р.: загальна частина в СНиП-II-A.1-54; основні положення проектування в СНиП-II A.10-54; навантаження і впливи в СНиП-II.B.1-54. На їх основі було розроблено норми проектування конструкцій з різних матеріалів, зокрема, НІТУ 121-55 «Норми і технічні умови проектування сталевих конструкцій», які розглянуті в даному розділі книги.

**Класифікація граничних станів.** СНиП II-A.1-54 «Норми будівельного проектування» визначили три види граничних станів:

а) *перший граничний стан* – за несучою здатністю (міцністю і стійкістю конструкцій, втомі матеріалу), за досягнення якого конструкція втрачає здатність чинити опір зовнішнім впливам або одержує такі залишкові деформації, які не допускають її подальшу експлуатацію;

б) *другий граничний стан* – за розвитком надмірних деформацій від статичних або динамічних навантажень, за досягнення яких у конструкції, що зберігає міцність і стійкість, з'являються деформації або коливання, що виключають можливість її подальшої експлуатації;

в) *третій граничний стан* – за утворенням або розкриттям тріщин, при досягненні якого тріщини у конструкції, що зберігає міцність і стійкість, з'являються і розкриваються до такої величини, за якою подальша експлуатація стає неможливою внаслідок втрати потрібної водопроникності, небезпеки корозії або пошкодження оздоблювального шару.

Згідно з основною ідеєю методу граничних станів метою розрахунку є одержання необхідної гарантії, що за час експлуатації споруди не реалізується жодний з неприпустимих граничних станів конструкції в цілому та окремих її елементів.

Основним граничним станом конструкції є перший, оскільки вичерпання несучої здатності в усіх випадках виключає можливість експлуатації споруди; тому перевірку за першим граничним станом сталевих конструкцій, а також конструкцій з інших матеріалів, вважали обов'язковою. НІТУ 121-55 «Норми і технічні умови проектування сталевих конструкцій» уточнили умови перевірки за першим граничним станом за умовою втомі матеріалу, тобто на витривалість. На цей критерій необхідно було розраховувати сталеві конструкції, що безпосередньо сприймали рухоме навантаження, у будівлях і спорудах металургійних

заводів з важким режимом роботи (наприклад, підкранові балки), а також сталеві конструкції, що безпосередньо сприймали регулярне вібраційне навантаження (наприклад, конструкції під турбіни тощо).

Перевірку за другим граничним станом виконували у випадках, коли залежно від характеру зовнішніх впливів або форми конструкції були можливі надмірні деформації або коливання, що заважали нормальній експлуатації.

Перевірку за третім граничним станом адресували кам'яним, армокам'яним, бетонним та залізобетонним конструкціям. Розрахунок сталевих конструкцій за третім граничним станом не виконували. Це було пов'язано з тим, що тріщини у нормально виконаних сталевих конструкціях виключені; у випадках, коли вони можуть з'явитися (при зварюванні), їхню появу слід попереджувати не методами розрахунку, а виробничими засобами (встановленням певного порядку зварювання тощо).

**Нормування навантажень та їх сполучень.** Обґрунтоване нормування навантажень – складне питання, зважаючи на змінний та випадковий характер навантажень, діючих на будівельні об'єкти. Під час жвавих дискусій, які супроводжували підготовку і введення нових норм навантажень, відмічали, що в деяких випадках нормативні навантаження і коефіцієнти перевантаження можуть бути призначені на основі аналізу характеру відповідних навантажень [2]). Це було логічно, зважаючи на відсутність експериментальних даних щодо деяких навантажень.

Розглядали, наприклад, навантаження від гідростатичного тиску рідини в резервуарі. Це навантаження відоме точно, воно має повністю визначене граничне значення, тому коефіцієнт перевантаження для цього навантаження при його граничному значенні можна було б прийняти рівним одиниці (зважаючи на можливі відхилення в більший бік, було прийнято значення 1,10).

Перейдемо до навантаження від натовпу. Його нормативне значення прийнято таким, що дорівнювало  $400 \text{ кг/м}^2$ , що відповідає навантаженню від 5 чоловік на  $1\text{м}^2$  за умови ваги однієї людини 80 кг. Це навантаження можна було вважати граничним і ввести для натовпу коефіцієнт перевантаження, що дорівнює одиниці. Фактично цей коефіцієнт було прийнято таким, що дорівнює 1,20 для створення додаткових резервів безпеки для приміщень, де можливе накопичення натовпу.

Розглянемо далі навантаження від власної ваги конструкцій. Його нормативне значення підраховують за проектними розмірами конструкцій і довідковими (середніми) даними щодо ваги будівельних матеріалів. Але реальні розміри конструкцій можуть дещо відхилитися від проектних; крім того, може коливатися питома вага будівельних матеріалів. Щоб врахувати ці обставини, до власної ваги конструкцій було потрібно ввести коефіцієнт

перевантаження. Всебічний, як тоді вважалося, аналіз даних, що впливають на цей коефіцієнт, дозволив встановити його значення 1,10 (в подальшому цей коефіцієнт був змінений як в більший, так і в менший бік). У деяких випадках (наприклад, у розрахунку підпірних стін на перекидання) більш небезпечним є не перебільшення, а навпаки можливе зниження власної ваги конструкцій порівняно з його нормативною величиною. У таких випадках рекомендували приймати понижений коефіцієнт перевантаження 0,90.

Значно складнішим було призначення нормативних величин і коефіцієнтів перевантаження стосовно таких стихійних і випадкових навантажень, як снігове і вітрове. Для снігового навантаження нормативні значення були прийняті за розрахунковими величинами попередніх норм, тобто за середніми значеннями річних снігових максимумів. Коефіцієнт перевантаження, у зв'язку з відсутністю достовірних даних щодо мінливості річних максимумів, було прийнято рівним 1,4, загальним для всієї території (див. розділ 3 книги). Для вітрового навантаження нормативні величини були також прийняті аналогічно розрахунковим значенням за попередніми нормами, а коефіцієнт перевантаження було прийнято єдиним, рівним 1,2 у зв'язку з відсутністю достовірних даних щодо мінливості вітрових максимумів (див. розділ 4 книги).

Норми СНиП-54 відрізнялися від норм методу допустимих напружень у частині врахування сумісної дії навантажень на конструкції: були регламентовані наступні сполучення навантажень:

а) *основні сполучення* у складі власної ваги конструкцій, корисних навантажень, снігових навантажень, навантажень від робочих кранів;

б) *додаткові сполучення*, в які входили навантаження основних сполучень, а також навантаження від вітру, монтажних кранів або впливу температури;

в) *особливі сполучення*, в які включали особливий вплив (наприклад, сейсмічне навантаження), власну вагу конструкцій, корисні і вітрові навантаження; допускали врахування навантаження від одного з усіх діючих кранів при одночасному вітровому навантаженні.

Величини розрахункових навантажень, крім власної ваги, множили на коефіцієнт 0,9 у додаткових сполученнях і на коефіцієнт 0,8 в особливих сполученнях навантажень.

Слід зазначити, що новий підхід до нормування розрахунку на сполучення навантажень було оснований на відповідному розділі методики допустимих напружень (див. розділ 6 книги):

- перелік навантажень основного сполучення співпадав з переліком основних навантажень, додаткового сполучення – з переліком основних і випадкових навантажень норм проєктування за допустимими напруженнями 1930 – 1940 рр.;

- коефіцієнти сполучення не мали статистичного обґрунтування, але коефіцієнт додаткового сполучення 0,9 мав те саме призначення, що й

**РОЗДІЛ 7. Етапи розвитку методу граничних станів  
(1950 – 1980 )**

різні допустимі напруження для різних наборів навантажень; наприклад, для сталі Ст3 у розрахунку на основні навантаження допустиме напруження дорівнювало  $[\sigma] = 1600 \text{ кгс/см}^2$ , на основні і додаткові навантаження –  $[\sigma] = 1800 \text{ кгс/см}^2$ , тобто було забезпечено приблизно однакову різницю коефіцієнта запасу конструкцій, розрахованих за різними нормами.

Нормами НіТУ 121-55 було приписано, що визначення зусиль у сталевих конструкціях слід виконувати за пружною стадією їх роботи, з наступними винятками (за обґрунтуванням М.С. Стрілецького [11]):

- зусилля у статично невизначених системах допускали визначати з урахуванням розвитку пластичних деформацій, якщо це обґрунтовується розрахунком і допустимі експлуатаційні остаточні деформації;
- згинальні моменти у нерозрізних прокатних або зварних балках постійного перерізу, закріплених від втрати загальної стійкості і сприймаючих статичне навантаження, визначали виходячи з вирівнювання моментів на опорах і в прольоті за рахунок розвитку пластичних деформацій.

**Таблиця 7.3  
Граничні деформації (прогини) згинальних елементів**

| <i>№ з/п</i>                                                                                                                                                                                                                                                 | <i>Найменування елементів конструкцій</i>                                                                                                                                              | <i>Величина прогину в долях від прольоту l</i> |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------|
| 1                                                                                                                                                                                                                                                            | Підкранові балки:<br>а) при ручних кранах.....<br>б) при електричних кранах вантажопідйомністю до 50 т.....<br>в) при електричних кранах вантажопідйомністю 50 т і більше              | 1/500<br>1/600<br>1/750                        |
| 2                                                                                                                                                                                                                                                            | Колії кран-балок.....                                                                                                                                                                  | 1/500                                          |
| 3                                                                                                                                                                                                                                                            | Монорейкові колії.....                                                                                                                                                                 | 1/400                                          |
| 4                                                                                                                                                                                                                                                            | Балки робочих майданчиків виробничих будівель:<br>а) при відсутності рейкових колій.....<br>б) при наявності вузькоколіїних шляхів.....<br>в) при наявності ширококоліїних шляхів..... | 1/250<br>1/400<br>1/600                        |
| 5                                                                                                                                                                                                                                                            | Балки міжповерхових перекриттів:<br>а) головні балки.....<br>б) інші балки.....                                                                                                        | 1/400<br>1/250                                 |
| 6                                                                                                                                                                                                                                                            | Балки покриттів і дахів:<br>а) головні балки.....<br>б) прогони і обрешітки.....                                                                                                       | 1/250<br>1/200                                 |
| <p><b>Примітки:</b> а) розрахунок сталевих конструкцій за деформаціями виконується за пружною стадією роботи матеріалу;<br/>б) при наявності шпунтурки прогин балок перекриттів тільки від корисного навантаження не повинен бути більше 1/350 прольоту.</p> |                                                                                                                                                                                        |                                                |

**Нормування граничних деформацій.** В НіТУ 121-55 було вперше включено розгорнуту таблицю граничних прогинів згинальних елементів (табл. 7.3), призначених для розрахунку сталевих конструкцій за другим граничним станом

Оскільки другий граничний стан обумовлює необхідну жорсткість конструкцій у нормальних умовах експлуатації, перевірку деформацій приписували виконувати на дію нормативних навантажень за пружною стадією роботи конструкцій.

Граничні допустимі деформації (табл. 7.3) були встановлені на основі практики експлуатації споруд. Зокрема, нормативи допустимих прогинів підкранових конструкцій, очевидно, повинні були забезпечувати безперебійну роботу вантажопідйомних кранів і механізмів, що працювали на робочих майданчиках. Допустимі прогини балок перекриття і покриття повинні гарантувати бездефектну експлуатацію перекриття і покриття, а також задовольняти естетичні вимоги. До речі, обґрунтування граничних прогинів балок перекриття і покриття мало доволі довгу історію: ще в Нормам НКВС 1925 р. і в Державних нормах 30-х років минулого століття, складених на основі методу допустимих станів, містилися перші рекомендації щодо допустимих прогинів таких балок (див. розділ 6 книги).

**Врахування особливостей об'єктів важкого режиму роботи.** У НіТУ 121-55 окрему увагу було приділено будівельним об'єктам з важким режимом роботи. Такими об'єктами вважали будівлі і споруди металургійних заводів:

- головна і міксерна будівлі сталеплавильного цеха;
- шихтовий двір;
- відділення роздягання зливків;
- скраподілочні бази (копрові і шлакові відділення, відділення вогневого різання);
- будівля нагрівальних криниць;
- прольоти складів заготовок, обробні прольоти і прольоти складів готового прокату прокатних і трубопрокатних цехів;
- склади чавуну і зливків;
- двір виливниць;
- будівля чищення і змазування виливниць;
- бункерні і розвантажувальні естакади;
- головні будівлі і шихтові двори феросплавних заводів.

У перелічених будівлях інтенсивно працюють мостові крани груп режимів 7К і 8К, деякі з яких з жорстким підвісом вантажу (опис металургійних кранів наведено у розділі 5); на конструкції цих будівель діють великі динамічні навантаження, високі температурні впливи, небезпечні фактори агресивного середовища.

## РОЗДІЛ 7. Етапи розвитку методу граничних станів (1950 – 1980 )

Наочне представлення про будівлі важкого режиму роботу дають фото діючих цехів (рис. 7.1) й опис цехової атмосфери, емоційно змальований уральським письменником Кирилом Шишовим, близьким другом автора книги: «Цех, цех – залізний сарай, що гудить, начинений їдким димом, відблисками червоного вогню і брязкотом. Ходко снують по підкранових балках мостові крани, кожен з яких важчий за будь-який танк з повним боскомплектом. Снують і тягнуть по цеху то сталеву солому, що прилипла до магніту, то ковані ківші з вишневого кольору юшкою, що важко повисли на стропях... Чарівність відточених маніпуляцій кліщових кранів, чиї шупальця схожі на клешні динозаврів. Вони дбайливо беруть розжарені блюкси з вогняних колодязів, над якими стоїть легкий трепет розпеченого повітря, і плавно переносять їх на рольганги, розсипаючи феєрверк іскор з тих місць, де впираються кліщі. У мартені силуети завалочних машин на тлі полум'я нагадують кадри кольорового фільму «Вогняна дуга» – такі схожі вони своїми скошеними гранями та чорними дулами спереду на танки, що опалюються полум'ям бою...».



Сталеплавильний цех



Прокатний цех

**Рис. 7.1. Приклади будівель важкого режиму роботи**

У НіТУ 121-55 вийшли рекомендації щодо особливостей проектування перелічених вище об'єктів з важким режимом роботи, розроблені раніше до включення в ТУ 104-53 «Технічні умови проектування сталевих конструкцій будівель металургійних заводів з важким режимом роботи».

Основою цих рекомендацій були дослідження металургійних будівель і споруд, проведених у 1930-40 рр. інститутом Діпрomez під керівництвом О.І. Кікіна [12]. Рекомендації включали вибір якісних сталей, врахування бічних сил мостових кранів (див. про це у розділі 5), конструктивні і захисні заходи.

Окремо відмітимо рекомендації щодо горизонтальних деформацій (зміщень) колон і прогинів гальмівних ферм у металургійних цехах з важким режимом роботи, а також колон відкритих кранових естакад. Це були важливі параметри розрахунку за другими граничними

**Пічугін С.Ф. ЕТАПИ РОЗВИТКУ ЗАГАЛЬНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

станами.(табл. 7.4). Дані рекомендації в основному базувалися на результатах масштабних досліджень дійсної роботи сталевих конструкцій виробничих будівель, проведених у 1930-40рр. Г.О. Шапіро (ЦНДІПромбудівель) [13].

**Таблиця 7.4**

**Граничні деформації (зміщення) колон від дії кранів**

| <b>№ з/п</b>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      | <b>Вид деформацій</b>                                                                                                                                                                                                                                                | <b>Величини деформацій</b> |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------|
| 1                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | Зміщення у поперечному напрямі:<br>а) для будівель або їхніх окремих прольотів:<br>• при плоскій розрахунковій схемі.....<br>• при просторовій розрахунковій схемі.....<br>б) для відкритих підкранових естакад при плоскій або просторовій розрахунковій схемі..... | 1/2500<br>1/4000<br>1/4000 |
| 2                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | Зміщення у поздовжньому напрямі для будівель і естакад.....                                                                                                                                                                                                          | 1/4000                     |
| 3                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | Прогин гальмівних ферм.....                                                                                                                                                                                                                                          | 1/2000                     |
| <p><b>Примітки:</b> 1. Величини деформацій дані у частках від висоти колони (від низу башмака до головки кранової рейки підкранової балки) або прольоту ферми.<br/>2. Всі зміщення визначаються від дії гальмівних сил одного крана.<br/>3. Величина зміщення колон визначається з умови рівності зміщень двох колон, що протистоять, на рівні верхнього поясу підкранових балок.<br/>4. Поздовжня гальмівна сила розподіляється між всіма в'язямц, встановленими в межах температурного блоку.<br/>5. Прогин гальмівних ферм визначається за розрізною розрахунковою схемою.</p> |                                                                                                                                                                                                                                                                      |                            |

**Розрахункові опори і коефіцієнти однорідності сталей та з'єднань.** Як показано вище (розділ 1 і п. 7.1 книги), у методиці граничних станів нормативний опір сталей приймають таким що дорівнює бракувальному мінімуму за відповідним стандартом. Зокрема, згідно з чинним у той час ГОСТ 380-50 для межі текучості сталі Ст3 цей параметр дорівнював  $R^u = 2400 \text{ кг/см}^2$ . Визначена статистичним методом за правилом «трьох сигма» мінімальна можлива межа текучості для цієї ж сталі дорівнювала  $2100 \text{ кг/см}^2$ , і це значення було прийнято в якості розрахункового опору прокатної сталі для нормальних напружень (розтягу, стиску, згину). Співвідношення між цими величинами, тобто коефіцієнт однорідності, дорівнював  $k = 0,9$ . Для менш стандартних низьколегованих сталей коефіцієнт однорідності був зменшений до  $k = 0,85$ .

Розрахункові опори для напружень зрізу  $R_{cp}$  були одержані шляхом множення розрахункових опорів для нормальних напружень на коефіцієнт переходу 0,6 у відповідності зі співвідношенням між напруженнями чистого зрізу і нормальними напруженнями згідно з енергетичною теорією міцності.

**РОЗДІЛ 7. Етапи розвитку методу граничних станів  
(1950 – 1980 )**

Значення нормативних і розрахункових опорів маловуглецевих і низьколегованих сталей 50-х років минулого століття наведено у *табл. 7.5*. До названих розрахункових опорів в НІТУ 121-55 було додано розрахункові опори прокатних сталей на зминання.

**Таблиця 7.5**

**Нормативні і розрахункові опори прокатної сталі (кг/см<sup>2</sup>) за (НІТУ 121-55)**

| <i>Нормативні характеристики</i>              | <i>Нормативні опори</i> |            |            |            | <i>Розрахункові опори</i> |                   |            |            |            |            |
|-----------------------------------------------|-------------------------|------------|------------|------------|---------------------------|-------------------|------------|------------|------------|------------|
|                                               | <i>Позначення</i>       | <i>Ст3</i> | <i>Ст5</i> | <i>НЛ1</i> | <i>НЛ2</i>                | <i>Позначення</i> | <i>Ст3</i> | <i>Ст5</i> | <i>НЛ1</i> | <i>НЛ2</i> |
| <i>Розтяг, стиск, згин</i>                    | $R^H$                   | 2400       | 2800       | 3000       | 3400                      | $R$               | 2100       | 2400       | 2500       | 2900       |
| <i>Зріз</i>                                   | $R_{cp}^H$              | 1450       | 1650       | 1800       | 2050                      | $R_{cp}$          | 1300       | 1400       | 1500       | 1700       |
| <i>Зминання торцевої поверхні</i>             | $R_{см.т}^H$            | 3600       | 4200       | 4500       | 5100                      | $R_{см.т}$        | 3200       | 3600       | 3800       | 4300       |
| <i>Зминання місцеве при цільному торканні</i> | $R_{см.л}^H$            | 1800       | 2200       | 2250       | 2550                      | $R_{см.л}$        | 1600       | 1800       | 1900       | 2200       |
| <i>Діаметральний стиск котків</i>             | $R_{с.к}^H$             | 90         | 105        | 110        | 125                       | $R_{с.к}$         | 80         | 90         | 95         | 110        |

За умов переведення розрахунку заклепкових з'єднань у формат методики граничних станів коефіцієнти однорідності для заклепок було прийнято такими ж, як для прокатних сталей, оскільки для них слід було чекати тих самих відхилень механічних показників від бракувальних значень:  $k = 0,90$  для сталей марок Ст2<sub>закл.</sub> і Ст3<sub>закл.</sub>;  $k = 0,85$  для заклепок з низьколегованої сталі НЛ1. Нормативний опір зрізу заклепок, на основі експериментальних даних [14], відповідав нормативному опору заклепки на розтяг, помноженому на коефіцієнт: для сталей марок Ст2<sub>закл.</sub> і Ст3<sub>закл.</sub> – 0,90; для заклепок з низьколегованої сталі НЛ1 – 0,85. Розрахунковий опір зминання сталі під заклепками, на основі експериментальних даних [14], було прийнято рівним подвоєному розрахунковому опору розтягу сталі, з якої виконується з'єднання. У цьому питанні нова методика базувалася на доробку методики допустимих напружень, про що детально викладено у попередньому розділі 6 книги. Точність виготовлення отворів, можливість ексцентриситетів враховували коефіцієнтом якості отворів для заклепок, який дорівнював:

- а) для заклепок, поставлених у розсвердлені отвори (група В) – 1,0;
- б) для заклепок, поставлених у продавлені отвори (група С) – 0,8.

Розрахункові опори заклепкових з'єднань, одержані з урахуванням перелічених коефіцієнтів, наведені у *табл. 7.6*. При цьому за основу брали нормативні опори розтягу заклепок зі сталей марок Ст2<sub>закл.</sub> і Ст3<sub>закл.</sub>  $R^H = 2200$  кг/см<sup>2</sup>; для заклепок з низьколегованої сталі НЛ1  $R^H = 3000$  кг/см<sup>2</sup>.

**Пічугін С.Ф. ЕТАПИ РОЗВИТКУ ЗАГАЛЬНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

Послідовність обґрунтування розрахункових опорів болтових з'єднань була аналогічною із заклепковими з'єднаннями для випадків зрізу і зминання, з тими самими коефіцієнтами однорідності і співвідношеннями. Різниця була тільки у коефіцієнтах якості отворів:

- а) чисті і рифлені болти: зріз і зминання В – 0,90;  
б) чорні болти: зріз і зминання – 0,60.

Таблиця 7.6

**Розрахункові опори заклепкових з'єднань (кг/см<sup>2</sup>) для гарячої і холодної клепки з урахуванням коефіцієнта якості отворів (за НіТУ 121-55)**

| № з/п | Вид напруженого стану | Умовне позначення | Заклепки зі сталей Ст <sub>2</sub> закл. і Ст <sub>3</sub> закл.у конструкціях зі сталей |      |      |      | Заклепки зі сталі НЛ1 у конструкціях зі сталей |      |
|-------|-----------------------|-------------------|------------------------------------------------------------------------------------------|------|------|------|------------------------------------------------|------|
|       |                       |                   | Ст3, Ст4                                                                                 | Ст5  | НЛ1  | НЛ2  | НЛ1                                            | НЛ2  |
| 1     | Зріз В                | $R_{ср}^{закл}$   | 1800                                                                                     | 1800 | 1800 | 1800 | 2200                                           | 2200 |
|       | Зріз С                | $R_{ср}^{закл}$   | 1400                                                                                     | –    | –    | –    | –                                              | –    |
| 2     | Зминання В            | $R_{см}^{закл}$   | 4200                                                                                     | 4800 | 5000 | 5800 | 5000                                           | 5800 |
|       | Зминання С            | $R_{см}^{закл}$   | 3400                                                                                     | –    | –    | –    | –                                              | –    |
| 3     | Відрив голівкок       | $R_{отр}^{закл}$  | 2000                                                                                     | 2000 | 2000 | 2000 | 2500                                           | 2500 |

Таблиця 7.7

**Розрахункові опори болтових з'єднань (кг/см<sup>2</sup>) (за НіТУ 121-55)**

| № з/п | Вид Болтових з'єднань | Вид напруженого стану | Умовне позначення | Болти зі сталі Ст3 в конструкціях зі сталей |      |      |      | Болти зі сталі НЛ1 в конструкціях зі сталей |      | Болти зі сталі НЛ2 в конструкціях зі сталей |      |
|-------|-----------------------|-----------------------|-------------------|---------------------------------------------|------|------|------|---------------------------------------------|------|---------------------------------------------|------|
|       |                       |                       |                   | Ст3, Ст4                                    | Ст5  | НЛ1  | НЛ2  | НЛ1                                         | НЛ2  | НЛ1                                         | НЛ2  |
| 1     | Чисті і рифлені болти | Розтяг                | $R_p$             | 2100                                        | 2100 | 2100 | 2100 | 2500                                        | 2500 | 2900                                        | 2900 |
| 2     |                       | Зріз В                | $R_{ср}$          | 1700                                        | 1700 | 1700 | 1700 | 1950                                        | 1950 | 2200                                        | 2200 |
| 3     |                       | Зминання В            | $R_{см}$          | 3900                                        | 4300 | 4600 | 5200 | 4600                                        | 5200 | 4600                                        | 5200 |
| 4     | Чорні болти           | Розтяг                | $R_p$             | 2100                                        | 2100 | 2100 | 2100 | 2500                                        | 2500 | 2900                                        | 2900 |
| 5     |                       | Зріз                  | $R_{ср}$          | 1150                                        | –    | –    | –    | –                                           | –    | –                                           | –    |
| 6     |                       | Зминання              | $R_{см}$          | 2600                                        | –    | –    | –    | –                                           | –    | –                                           | –    |
| 7     | Анкерні болти         | Розтяг                | $R_p$             | 2100                                        | 2100 | 2100 | 2100 | 2500                                        | 2500 | 2900                                        | 2900 |

**РОЗДІЛ 7. Етапи розвитку методу граничних станів  
(1950 – 1980 )**

Розрахункові опори болтових з'єднань, одержані з урахуванням перелічених коефіцієнтів, наведені у *табл. 7.7*. При цьому за основу брали нормативні опори розтягу болтів зі сталей марок Ст3  $R^u = 2400$  кг/см<sup>2</sup>; Ст5  $R^u = 2800$  кг/см<sup>2</sup>; НЛ1  $R^u = 3000$  кг/см<sup>2</sup>; НЛ2  $R^u = 3400$  кг/см<sup>2</sup>.

У частині розрахунку зварних з'єднань норми НІТУ 121-55, разом з переходом на методика граничних станів, відобразили великий прогрес у дослідженнях і застосуванні в будівництві нових зварювальних технологій: автоматичного та напівавтоматичного зварювання, захисних покриттів, методів підвищеного контролю якості зварних швів. Це дало можливість міцність стикових з'єднань на стиск, а також на розтяг при автоматичному зварюванні під шаром флюсу і при ручному та напівавтоматичному зварюванні при підвищених способах контролю якості швів – вважати рівною міцності основного металу. Розрахунковий опір стикових швів на розтяг при ручному і напівавтоматичному зварюванні при звичайних способах контролю якості швів зменшували на 15%. Для врахування роботи стикових швів на зріз було введено понижувальний коефіцієнт 0,60, для кутових швів на всі види деформацій – 0,70 (*табл. 7.8*).

**Таблиця 7.8**  
**Розрахункові опори зварних швів (кг/см<sup>2</sup>) (за НІТУ 121-55)**

| № з/п | Вид зварного шва                   | Вид напруженого стану                                                                                                                                 | Умовне позначення | Електроди Э42 і Э42А автоматичне зварювання під шаром флюсу в конструкціях зі сталей марок |          | Електроди Э50А і Э55А автоматичне зварювання під шаром флюсу в конструкціях зі сталей марок |      |
|-------|------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------|----------|---------------------------------------------------------------------------------------------|------|
|       |                                    |                                                                                                                                                       |                   | Ст0, Ст2, Ст3, Ст4                                                                         | Ст3; Ст4 | НЛ1                                                                                         | НЛ2  |
| 1     | Стиковий                           | Стиск                                                                                                                                                 | $R_c^{св}$        | 1300                                                                                       | 2100     | 2500                                                                                        | 2900 |
| 2     |                                    | Розтяг при автоматичному зварюванні під шаром флюсу, а також при ручному і напівавтоматичному зварюванні при підвищених способах контролю якості швів | $R_p^{св}$        | —                                                                                          | 2100     | 2500                                                                                        | 2900 |
| 3     |                                    | Розтяг при ручному і напівавтоматичному зварюванні при звичайних способах контролю якості швів                                                        | $R_p^{св}$        | 1200                                                                                       | 1800     | 2100                                                                                        | 2500 |
| 4     |                                    | Зріз                                                                                                                                                  | $R_{ср}^{св}$     | 800                                                                                        | 1300     | 1500                                                                                        | 1750 |
| 5     | Кутовий (лобовий, фланговий втавр) | Стиск, розтяг, зріз                                                                                                                                   | $R_y^{св}$        | 900                                                                                        | 1500     | 1800                                                                                        | 2000 |

### 7.3. Перші роки застосування методу граничних станів (1960 –1970 рр.)

#### *Напрями подальших досліджень методу граничних станів.*

Розробники методу розрахунку конструкцій за граничними станами відмічали, що перші норми проектування 1950-х років, в яких були формалізовані положення цього методу, були по суті рамочними, вони були основою подальших досліджень і розвитку.

Ці питання були обговорені, зокрема, на Міжнародній нараді з розрахунку будівельних конструкцій, яка відбулася у 1958 р. з активною участю закордонних фахівців.

Розгорнута програма досліджень для розвитку і вдосконалення методу граничних станів, з якою виступив М.С. Стрілецький, включала наступні основні напрями [15].

1. Поглиблення статистичного методу у вивченні змінності обставин роботи споруд:

а) вивчення змінності навантажень і властивостей будівельних матеріалів, особливо кранових навантажень, кривих розподілів та їх статистичних характеристик;

б) удосконалення статистичного апарату, що використовується для аналізу обставин роботи споруд, включно питання кореляції, критеріїв узгодженості тощо;

в) вивчення питань сполучення статистично випадкових обставин роботи споруд;

г) корегування на базі вказаних досліджень розрахункових коефіцієнтів.

2. Поглиблення питання врахування пластичних деформацій в роботі конструкцій і споруд:

а) нормування залишкових пластичних деформацій;

б) поглиблення питання перерозподілу напружень за розвитком пластичних деформацій у статично невизначених системах і визначення несучої здатності цих систем;

в) аналіз розвитку пластичних деформацій при складному навантаженні і складному напруженому стані, перехід до крихкої роботи матеріалу;

г) аналіз фактору часу у роботі конструкції і матеріалу;

д) розробка на базі цих досліджень відповідних методів розрахунку або коефіцієнтів умов роботи.

3. Поглиблення питання зв'язку роботи конструкцій і матеріалів з умовами експлуатації з метою встановлення:

а) фактичних значень навантажень, впливу на навантаження умов експлуатації (наприклад, співпадіння навантажень), зростання навантажень з часом, впливу конструкції на динаміку навантажень тощо;

б) впливу покращення прийомів експлуатації на роботу конструкції і матеріалу;

в) впливу умов експлуатації на розвиток дефектів і пошкоджень конструкцій різних типів;

г) аналіз і статистика аварій;

д) уточнення відповідних розрахункових коефіцієнтів.

4. Порівняння методу розрахунку за граничними станами з іншими аналогічними методами з метою виявлення оптимального варіанта розрахунку конструкцій.

Дивлячись сьогодні на цей перелік проблемних питань щодо розвитку методу граничних станів, сформульованих 60 років тому, можна з відчуттям задоволеності констатувати, що практично за всіма переліченими напрямками у наступні роки велися дослідження (ясно, що з різною інтенсивністю). Автор книги, з перших років аспірантури на початку 60-х років минулого століття, був залучений до виконання п. 1 програми у частині статистичного дослідження кранових навантажень.

У період обговорення та прийняття методу граничних станів з'явилися пропозиції про те, що основні положення методики, апробовані на розрахунках міцності, можуть бути використані для широкого кола інших завдань. З такою пропозицією виступив М.С. Стрілецький, вважаючи, що в розрахунках будівельної фізики можна використовувати аналогічні граничні нерівності, зокрема, в розрахунку теплопередачі [16]:

$$(t_g - t_n) \leq \xi^n \frac{1}{n} \cdot \frac{1}{m} \sum R, \quad (7.11)$$

де  $t_g, t_n$  – внутрішня та зовнішня температури;  $\xi^n = \alpha_n \Delta t^n$  – нормативний рівень тепловтрат,  $\alpha_n$  – нормативний рівень теплосприйняття,  $\Delta t^n$  – нормативна різниця температур повітря у приміщенні та на внутрішній поверхні огородження;  $n$  – коефіцієнт, що залежить від положення зовнішньої поверхні обчислюваного елемента;  $m$  – коефіцієнт, що залежить від масивності (теплової інерції) елемента;  $\sum R$  – термічний опір елемента, що розраховується, і прилеглих до нього шарів повітря.

Тут у лівій частині записані зовнішні дії (різниця температур), у правій – відповідна протидія, обумовлена нормативним рівнем тепловтрат і опором з боку огородження. Аналогічно (по суті та формою) записують

граничні нерівності для перевірки на появу конденсату і за умовою повітропроникності.

Ця цікава пропозиція тоді не отримала підтримки та практичного застосування. Набагато пізніше, вже в наш час ймовірнісний підхід та концепцію надійності до завдань теплопередачі успішно застосував В.О. Семко, який виконав докторську дисертацію під керівництвом автора книги.

Перші роки впровадження нового методу у практику проєктування висвітили недостатню вивченість диференційованих коефіцієнтів запасу, значне зростання об'єму розрахункових робіт і необхідність подальших досліджень у наступних напрямках [9,10]:

а) встановлення критеріїв оцінювання граничного стану будівель і споруд не тільки за пружною, а й за пружно-пластичною стадією роботи;

б) встановлення особливостей експлуатації будівель різного призначення (металургійних цехів, доменних печей, висотних опор, резервуарів, мостів тощо) з виявленням основних закономірностей зміни навантажень і уточненням їх сполучень;

в) подальше вивчення дійсної роботи будівель, споруд і мостів з метою уточнення коефіцієнта умов роботи, залежного від специфічних особливостей виготовлення, монтажу і умов експлуатації будівель з різним технологічним процесом;

г) уточнення, а в деяких випадках встановлення коефіцієнтів умов роботи для нових конструкцій, особливо для попередньо-напружених конструкцій;

д) уточнення загальних і місцевих величин пружних і залишкових деформацій, допустимих з точки зору експлуатації деяких елементів конструкцій виробничих будівель, доменних печей, башт, посудин та інших видів споруд;

е) уточнення коефіцієнтів однорідності сталей великих товщин, особливо марок сталей підвищеної міцності;

є) уточнення величин розрахункових опорів у залежності від характеру напруженого стану, а також динамічного і вібраційного впливу;

ж) спрощення розрахункових формул підбору перерізів і перевірки загальної і місцевої стійкості, особливо щодо стиснутих стержнів, зігнутих у двох площинах.

***Пропозиції впровадження статистичного підходу.*** Підготовка і початок використання розрахунків за граничними станами активізував приборників повністю статистичних методів проєктування. Апологетом такого підходу був О.Р. Ржаніцин, який ще з 1947 р. агітував за статистичний метод [17]. Він нагадував, що неточність розрахунку пов'язана з наступними факторами:

**РОЗДІЛ 7. Етапи розвитку методу граничних станів  
(1950 – 1980 )**

---

- розкидом значень характеристик будівельних матеріалів, зумовлених існуючою технологією їх виготовлення;
- відхиленнями від розрахункових значень діючих навантажень, що визначаються природними впливами, які не залежать від волі людини (наприклад, вітрове навантаження);
- неточностями геометричних розмірів конструкцій, обумовлених прийнятими методами виготовлення та збирання конструкцій.

Для отримання даних про ці статистичні неточності потрібен масовий експеримент з побудовою дослідних кривих розподілу. Характер цих кривих можна визначити також теоретичним шляхом. Допускаючи наближеність розрахунку, можна також використовувати статистичні характеристики: середню величину, стандарт, іноді коефіцієнт асиметрії.

О.Р. Ржаніцин так формулював основну концепцію свого методу: «Отримавши з тим чи іншим ступенем точності шукану статистичну сукупність, наприклад, розподіл несучої здатності споруди, ми можемо зупинитися на такому мінімальному значенні цієї несучої здатності, яка має певну розумну, дуже малу ймовірність її появи. Це значення і може бути прийнято за допустиму несучу здатність, за якою має призначатися навантаження на дану споруду»[17]. Для того часу (1950–1960 рр.) цей підхід сприймався як сміливий і справжній революційний.

При цьому коефіцієнт запасу було пов'язано з наступною формулою:

$$\gamma = \frac{\xi - 1}{\sqrt{V_r^2 \xi^2 + V_q^2}}, \quad (7.12)$$

де  $\xi$  – коефіцієнт запасу, такий що дорівнює відношенню середньої очікуваної несучої здатності до середніх очікуваних робочих напружень;  $V_r, V_q$  – коефіцієнти варіації несучої здатності та навантаження;  $\gamma$  – характеристика безпеки, яка залежить від ймовірності руйнування.

У нормах розрахунку за граничними станами коефіцієнти однорідності та навантаження визначають як

$$k_0 = 1 - \mathcal{W}_r; \quad k_n = 1 + \mathcal{W}_q.$$

Після підстановки у формулу (7.12) замість  $V_r, V_q$  їх виразів через коефіцієнти однорідності та навантаження, було отримано для коефіцієнта запасу:

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{1 - k_0 k_n (2 - k_0)(2 - k_n)}}{k_0 (2 - k_0)}. \quad (7.13)$$

Якщо прийняти  $\xi = k_n/k_0$ , то це дає завищені коефіцієнти запасу за однакової характеристики безпеки. О.Р. Ржаніцин підтвердив це числовим прикладом розрахунку сталевого прогону покрівлі [17].

Із запровадженням розрахунку за граничними станами О.Р. Ржаніцин справедливо наголошував на недоліках нового методу[18]:

- усі граничні стани вважаються однаковими для всіх типів будівель та всіх елементів;

- неправильне врахування спільного статистичного розкиду кількох величин, що входять до розрахункових формул, з підгананням нових результатів під результати за старими нормами.

В якості альтернативи пропонувався статистичний метод з такими основними положеннями:

- нормують умовну ймовірність переходу через граничний стан, що допускається розрахунком, параметром якої використовується характеристика безпеки  $\gamma$ , що дорівнює кількості стандартів відхилення від середнього значення;

- пропонують орієнтовні диференційовані значення  $\gamma = 2-4,5$  до будівель та споруд різної капітальності та відповідальності (мабуть, вперше);

- після прийняття відповідної характеристики безпеки  $\gamma$ , визначають коефіцієнти навантаження  $k_{II}$ , однорідності  $k_0$  та результуючий коефіцієнт запасу  $\xi$  за формулою (7.13).

У цей час із програмною статтею, присвяченою авторському статистичному методу, виступив авторитетний фахівець Б.І. Беляєв [19]. У ній він справедливо зазначив, що всі величини, що входять до розрахунку конструкцій (навантаження, межа текучості сталі, геометричні характеристики перерізу елементів, коефіцієнт щодо центрально-стиснутих елементів) є випадковими. Однак при цьому він безапеляційно стверджував, що всі їх відхилення від середніх значень підкоряються нормальному закону розподілу. Це твердження, справедливе щодо межі текучості, кранових навантажень, геометричних характеристик, випадкових недосконалостей, необґрунтовано поширювалося на снігові і вітрові навантаження.

Розроблений Б.І. Беляєвим загальний метод ілюструвався на прикладі центрально розтягнутого сталевого стрижня з площею перерізу  $F$  та сумою діючих навантажень  $\sum P$ . Вводилася допоміжна величина, що характеризує ступінь використання несучої здатності матеріалу стержня, подібна до резерву міцності за О.Р. Ржаніциним:

$$R = \sigma_T - \sigma = \sigma_T - \sum P / F, \quad (7.14)$$

де  $\sigma_T$  – межа текучості сталі.

Величина  $R$  як функція випадкових величин є також випадковою величиною із середнім значенням, що дорівнює нулю (з чим не можна погодитися). З використанням операції лінеаризації, що стала масовою згодом, обчислювали відхилення функції  $R$  залежно від відхилень її аргументів:

$$\Delta R = \sqrt{\left(\frac{\partial R}{\partial \sigma_T}\right)^2 \Delta \sigma_T^2 + \sum \left(\frac{\partial R}{\partial P}\right)^2 \Delta P^2 + \left(\frac{\partial R}{\partial F}\right)^2 \Delta F^2}.$$

Уводили позначення  $\sigma = k\sigma_T$ , і виходило, що

$$\Delta R = \sigma_T - \sigma = \sigma_T(1 - k).$$

Тоді рівняння для визначення коефіцієнта  $k$  одержувало заключний вигляд:

$$(1 - k)^2 = k^2 \left[ \frac{\sum \Delta P^2}{(\sum P)^2} + \frac{\Delta F^2}{F^2} \right] + \frac{\Delta \sigma_T^2}{\sigma_T^2}. \quad (7.15)$$

Тут  $k$  – зворотна величина коефіцієнта запасу, що гарантує, що в елементах сталевій конструкції при її необмежено тривалій експлуатації (необґрунтоване твердження) напруження від навантажень не досягнуть межі текучості з тією ж ймовірністю, з якою можуть з'явитися відхилення  $\Delta\sigma, \Delta P, \Delta F$ , що перевищують найбільші можливі їх значення, прийняті у розрахунку.

Були отримані вирази для випадків поперечного згину, центрального та позacentрового стиску (розтягу), що мають аналогічну форму. Як загальний результат були запропоновані величини нормативного напруження для різних випадків дії сил на конструкції. Для їх обґрунтування використовувався відомий критерій «трьох сигма», що відповідає ймовірності двостороннього перевищення – 0,00272, одностороннього – 0,00136. Наведено (без достатнього обґрунтування) отримані диференційовані значення коефіцієнта  $k \leq 1$ . Таким чином, у своїх пропозиціях Б.І. Беляєв консервативно залишався в межах методики допустимих напружень, намагаючись показати, що його методика більш економічна, ніж метод граничних станів.

Пізніше Б.І. Беляєв застосував викладений вище загальний підхід до залізобетонних згинальних і стиснутих елементів, були отримані громіздкі

формули, виконані за ними числові приклади показали економію 11 – 22% [20].

Пропозиції О.Р. Ржаніцина і Б.І. Беляєва щодо побудови системи факторів запасу повністю на основі статистичного методу не одержали підтримки ні на нараді 1958 р., ні пізніше, хоча й було визнано доцільним використання математичної статистики як важливого допоміжного засобу.

**Нові положення норм проєктування 1960-х років.** Черговий етап розвитку норм будівельного проєктування здійснився в 1962 р. У СНиП II-A.10-62 «Будівельні конструкції і основи. Основні положення проєктування» зберігся поділ граничних станів на ті самі три види: перший – за несучою здатністю; другий – за деформаціями і переміщеннями; третій – за тріщиностійкістю. При цьому більш чітко і розгорнуто було сформульовано мету розрахунку за кожним граничним станом.

- Метою розрахунку за першим граничним станом є забезпечення несучої здатності (міцності, стійкості форми і положення, витривалості) і обмеження розвитку надмірних пластичних деформацій конструкцій та основ в можливих несприятливих умовах їх роботи у період будівництва й експлуатації будівель та споруд.

- Метою розрахунку за другим граничним станом є обмеження деформацій і переміщень (у тому числі коливань) конструкцій і основ в умовах нормальної експлуатації будівель і споруд.

- Метою розрахунку за третім граничним станом є недопущення тріщин або обмеження величин розкриття тріщин з тим, щоб експлуатацію будівель і споруд не було утруднено або порушено внаслідок корозії, місцевих пошкоджень, втрати непроникності тощо.

Норми СНиП II-A.10-62 ввели загальну класифікацію навантажень і впливів, які тепер поділялися на:

- постійні, які можуть бути постійно під час будівництва або експлуатації споруди (власна вага будівельних конструкцій і ґрунтів, зусилля попереднього напруження, вага дротів на опорах ліній електропередачі і антенних пристроїв споруд зв'язку тощо);

- тимчасові, які можуть бути відсутніми в окремі періоди будівництва і експлуатації споруди.

Вперше тимчасові навантаження були розділені на види в залежності від тривалості їх дії:

- тривало діючі, які можуть діяти в період будівництва і експлуатації споруди тривалий час (наприклад, навантаження в приміщеннях бібліотек і книгосховищ, тиск рідин та газів у резервуарах і трубопроводах тощо);

- короткочасно діючі, які можуть діяти в період будівництва і експлуатації споруди лише нетривалий час (наприклад, навантаження від вітру, впливи від тиску хвилі та льоду тощо);

**РОЗДІЛ 7. Етапи розвитку методу граничних станів  
(1950 – 1980 )**

---

- особливі, дія яких можлива у виключних випадках (сейсмічні, аварійні і тому подібні впливи).

По іншому, більш узагальнено почали нормувати сполучення навантажень:

а) *основні сполучення* у складі постійних, тимчасових тривало діючих і одного з короткочасно діючого навантаження;

б) *додаткові сполучення*, в які входили постійні, тимчасові тривало діючі і два або більше короткочасно діючих навантажень;

в) *особливі сполучення* в які включали постійні, тимчасові тривало діючі, деякі короткочасно діючі і особливі навантаження і впливи.

Глава СНиП II-A.11-62 «Навантаження і впливи» доповнила класифікацію навантажень і впливів.

До тимчасових тривало діючих навантажень і впливів були віднесені:

- вага стаціонарного обладнання (верстатів, апаратів, моторів, емкостей, стрічкових транспортерів, підвісних конвеєрів тощо), а також вага рідин та твердих тіл, які заповнюють обладнання в процесі його експлуатації;

- навантаження на перекриття складських приміщень, холодильників, зерносховищ, книгосховищ, архівів, бібліотек та подібних будівель і приміщень;

- вага деяких частин будівлі, положення яких в процесі експлуатації може змінюватися (наприклад, перегородок, що сприймають тільки власну вагу);

- тиск газів, рідин і сипучих тіл в ємностях і трубопроводах;

- тривалі температурні впливи стаціонарного обладнання;

- вага шару води на водонаповнених плоских покриттях.

До короткочасних навантажень і впливів відносили:

- навантаження від рухомого підйомно-транспортного обладнання (кранів, тельферів тощо), що використовують під час будівництва та експлуатації будівель;

- навантаження на перекриття житлових і громадських будівель від ваги людей, меблів і подібного легкого обладнання;

- вага людей, деталей, ремонтних матеріалів в зонах обслуговування обладнання (проходах, проїздах та інших вільних від обладнання ділянках);

- снігове навантаження;

- вітрове навантаження;

- температурні кліматичні впливи;

- навантаження, що виникають при перевезенні і монтажі будівельних конструкцій, при монтажі або перестановці обладнання, а

також навантаження від ваги матеріалів, які складують і застосовують у будівництві або реконструкції будівель і споруд;

- нетривалі температурні впливи при включенні і виключенні обладнання;

- навантаження при короткочасних випробуваннях обладнання.

Особливі навантаження і впливи включали:

- сейсмічні впливи;
- навантаження, викликані різкими порушеннями технологічних процесів, тимчасовою несправністю або поломкою обладнання;

- впливом просідання основи, обумовленим корінною зміною структури ґрунту (ущільнення просадкових ґрунтів внаслідок їх замочування, просадки ґрунтів в районах гірничих виробок тощо).

У СНиП II-A.11-62 «Навантаження і впливи» було також уточнено порядок врахування коефіцієнтів сполучення:

- коефіцієнт 0,9 вводили у додатковому сполученні тільки для розрахункових короткочасних навантажень;

- коефіцієнт 0,8 вводили в особливому сполученні також для розрахункових короткочасних навантажень.

Зміни у нормуванні окремих навантажень описані в попередніх розділах книги.

Порівняно с попередніми НіТУ 121-55 норми СНиП II-A.10-62 і розроблені на їх основі СНиП II-B.3-62 «Сталеві конструкції. Норми проектування» були суттєво поповнено низьколегованими сталями підвищеної міцності. Вони регламентувалися положеннями ГОСТ 5058-57 і мали більш складні позначення, в залежності від хімічного складу сталі. Нагадаємо, що в позначення входили середній вміст вуглецю в сотих частках відсотку і найменування компонентів: марганцю (Г), кремнію (С), хрому (Х), нікелю (Н), міді (М). Для будівництва рекомендували вже освоєні сталі 15 ХСНД (бувша сталь НЛ2), 10 ХСНД (бувша сталь СХЛ4) 10Г2СД (бувша марганцево-кремніста сталь МК, яку застосовували для трубопроводів і листових конструкцій), а також нові сталі 14Г2, 15ГС, 14ХГС та інші. Механічні характеристики цих низьколегованих на 40 – 50% вищі відповідних характеристик основної маловуглецевої сталі марки Ст 3 (табл. 7.9).

Нормативні опори сталей  $R^H$ , згідно із загальноприйнятою процедурою, приймали такими, що дорівнювали відповідним найменшим (бракувальним) значенням за ГОСТ 380-60 для маловуглецевих сталей і за ГОСТ 5058-57 для низьколегованих сталей (табл. 7.9). При цьому нормативний опір сталей на розтяг, стиск і згин, як і раніше, базували на межі текучості сталі  $\sigma_T$ . Згідно з новим положенням СНиП II-A.10-62, якщо експлуатація конструкцій, які працюють на розтяг, була можлива і після досягнення металом межі текучості, за нормативний опір розтягу приймали найменше значення тимчасового опору на розрив (межі

**РОЗДІЛ 7. Етапи розвитку методу граничних станів  
(1950 – 1980 )**

міцності) (наприклад, у розрахунку на внутрішній тиск сталевих трубопроводів, циліндричних ємкостей тощо).

**Таблиця 7.9**

**Нормативні і розрахункові опори в кг/см<sup>2</sup> прокатної сталі  
(СНіП II-A.10-62, СНіП II-B.3-62)**

| Вид сталі                  | Група або марка сталі | Опір на розтяг, стиск, згин |               | Опір на розтяг             |               |
|----------------------------|-----------------------|-----------------------------|---------------|----------------------------|---------------|
|                            |                       | У разі $R^H = \sigma_T$     |               | У разі $R^H = \sigma_{вр}$ |               |
|                            |                       | Нормативний                 | Розрахунковий | Нормативний                | Розрахунковий |
| Сталь звичайної якості     | Сталь 3               | 2300                        | 2100          | 3800                       | 2700          |
|                            | Сталь 4               | 2500                        | 2100          | 4200                       | 3300          |
|                            | Сталь 5               | 2700                        | 2300          | 5000                       | 4000          |
| Сталь для містобудівництва | М16с                  | 2300                        | 2100          | 3800                       | 3200          |
|                            | Ст3мост               | 2400                        | 2100          | 3800                       | 3200          |
| Сталь термічно зміцнена    | МСт. Т                | 3000                        | 2400          | 4400                       | 3500          |
| Сталь низьколегована       | 14Г2                  | 3400                        | 2900          | 4700                       | 3200          |
|                            | 15ГС                  | 3400                        |               | 4900                       |               |
|                            | 14ХГС                 | 3400                        |               | 5000                       |               |
|                            | 10Г2С                 | 3500                        |               | 5000                       |               |
|                            | 10Г2СД                | 3500                        |               | 5000                       |               |
|                            | 15ХСНД                | 3500                        |               | 5200                       |               |
|                            | 10ХСНД                | 4000                        | 3400          | 5400                       | 3400          |

Коефіцієнт однорідності  $k$  дорівнював 0,9 (0,85) для маловуглецевої сталі 3 та сталей для містобудівництва; 0,85 (0,8) для сталей 4 і 5 та низьколегованих і 0,8 (0,8) для термозміцнених сталей. Значення у дужках відносяться до опорів на розтяг, призначених на основі межі міцності сталі. До цих розрахункових опорів додатково вводили коефіцієнт умов роботи матеріалу в конструкції 0,8. Відповідні значення розрахункових опорів  $R$  наведені у табл. 7.9. Розрахункові опори на зріз були одержані множенням розрахункового опору на розтяг на коефіцієнт переходу 0,6 (у відповідності зі співвідношенням між напруженнями чистого зрізу і нормальними); на зминання торцевої поверхні – на коефіцієнт 1,5; на зминання місцеве при щільному торканні – на коефіцієнт 0,75; на діаметральний стиск котків – на коефіцієнт 0,04.

У СНіП II-A.10-62 були вперше вміщені міцнісні характеристики алюмінієвих сплавів для будівельних конструкцій.

Основні підходи до призначення нормативних і розрахункових опорів заклепкових, болтових і зварних з'єднань залишили без змін у порівнянні з НіТУ 121-55.

**Підвищена увага до сталей для будівельних конструкцій.** Період кінця 1950-х – початку 1960-х років було відмічено випадками аварій

сталевих конструкцій, частіше у холодну погоду, основною причиною яких була недостатня якість застосованих сталей, особливо киплячих сталей. В зв'язку з цим були прийняті рішення щодо внесення змін у НІТУ 121-55, оформлені у вигляді наказів Держбуду СРСР, опублікованих в Бюлетені будівельної техніки за 1961 р. Було предписано, що для зварних сталевих конструкцій застосовують сталь 3 підгрупи В за ГОСТ 380-60 (з гарантією хімічного складу і механічних показників). Було регламентовано галузь застосування сталей різної ступені розкислення:

- напівспокійна сталь ВСтЗпс – кроквяні ферми, ригелі рам, балки перекриття, пролітні будови естакад, підкранові балки під крани важкого, середнього і легкого режимів, що експлуатуються за температури мінус 30° і вище;
- спокійна сталь ВСтЗсп – конструкції, що експлуатуються за нижчих температурах, підкранові балки під крани дуже важкого і дуже важкого неперервного режимів, балки робочих майданчиків мартенівських цехів, а також конструкції, що сприймають неперервно діючі вібраційні навантаження;
- кипляча сталь ВСтЗкп – інші зварні несучі конструкції.

Цікаво відмітити, що закордонні сталі були (і залишаються зараз) близькими вітчизняним будівельним сталям. Сталі за кордоном маркуються значенням найменшої нормативної межі міцності, перед яким в Німеччині, Швейцарії, Австрії ставиться буква St (Steel), в США, Франції, Бельгії, Італії – буква А (Acier). Основні закордонні маловуглецеві сталі St (A) 37 і St (A) 42 відповідають нашим сталям марок СтЗ і Ст4. Закордонні низьколеговані сталі доволі різноманітні, оскільки виробляються різними фірмами, і мають різні назви. Найбільш розповсюджені німецька сталь марки St52 і французька марки A55, близькі до вітчизняної низьколегованої сталі марки 15ХСНД.

Лабораторія металевих конструкцій ЦНДІБК провела співставлення норм проєктування сталевих конструкцій 1960-х років з відповідними нормами США, Франції, ФРН і Японії [21]. При цьому враховували, що в основу норм вказаних закордонних країн було покладено методику розрахунку конструкцій за допустимими напруженнями, а у вітчизняні норми у цей час вже було впроваджено методику розрахунку за граничними станами.

Було підтверджено, що вітчизняна маловуглецева сталь марки СтЗ за всіма показниками близька основним будівельним сталям закордонних країн. Дещо різноманітнішими були освоєні у різних країнах сталі підвищеної міцності. Проведене порівняння норм показало, що покладена в основу вітчизняних норм методика розрахунку конструкцій за граничними станами у сполученні з більш обґрунтованим диференційованим підходом до ряду питань забезпечує більшу надійність конструкцій і економію металу при їх виготовленні.

**РОЗДІЛ 7. Етапи розвитку методу граничних станів  
(1950 – 1980 )**

У 1960-і роки продовжували пошуки і розроблення нових низьколегованих сталей підвищеної і високої міцності. Металургами і будівельниками (ЦНДІБК) були розроблені нові марки сталей з вмістом ванадію (позначення Ф) на базі залізованадієвих руд Качканарського родовища на Уралі (табл. 7.10) [22].

**Таблиця 7.10**  
**Розрахункові опори і відносна вартість**  
**сталей підвищеної міцності**

| <i>Марка сталі</i>             | <i>Розрахунковий опір, кгс/см<sup>2</sup></i> | <i>Відносна ціна</i> |
|--------------------------------|-----------------------------------------------|----------------------|
| <i>Ст.3</i>                    | <i>2100</i>                                   | <i>1,0</i>           |
| <i>14Г2</i>                    | <i>2900</i>                                   | <i>1,08</i>          |
| <i>15 ГФ</i>                   | <i>3200</i>                                   | <i>1,13</i>          |
| <i>15Г2СФ</i>                  | <i>3400</i>                                   | <i>1,23</i>          |
| <i>15 ГФ термозміцнена</i>     | <i>3800</i>                                   | <i>1,17</i>          |
| <i>15Г2СФ термозміцнена</i>    | <i>3800</i>                                   | <i>1,27</i>          |
| <i>15ХГ2СФМР</i>               | <i>4800</i>                                   | <i>1,63</i>          |
| <i>15ХГ2СФМР термозміцнена</i> | <i>6000</i>                                   | <i>1,67</i>          |

Як видно з *табл. 7.10*, внесення ванадію (разом з кремнієм) дозволило одержати нові сталі підвищеної міцності, а додаткове легування молібденом (М) і бором (Р) разом із термозміцненням – сталі високої міцності.

Дані *табл. 7.10* наочно підтверджують відому закономірність, що вартість сталі зростає повільніше, ніж міцність. Дякуючи цьому застосування низьколегованих сталей забезпечує економічність сталевих конструкцій, що підтвердили розробки інституту Уральський ПромбудНДПроект. Було оцінено позитивний економічний ефект впровадження нових ванадієвомісних сталей (*табл. 7.10*) у кроквяних фермах і підкранових балках[23].

*Дискусії по загальним питанням методу продовжуються.* К.Е. Таль, один із розробників методу граничних станів, опублікував об'ємну статтю, присвячену шляхам подальшого вдосконалення основних параметрів запасу надійності споруд (за доповіддю на нараді комісії №23 Міжнародної Ради з будівництва у жовтні 1962 р)[24]. Хоча у назві статті фігурувала «надійність», мова йшла про статистичне (і не тільки) обґрунтування коефіцієнтів і параметрів методики граничних станів.

На нараді були обговорені різні системи розрахункових факторів безпеки у нормах проектування:

- вітчизняні норми регламентували, що коефіцієнти однорідності матеріалів визначають на відстані 2,5 – 3 стандартів від середнього, виходячи з дуже малої ймовірності та без додаткових коефіцієнтів;

- комісія МРБ та ЄКБ під головуванням проф. Е. Торрохи (Іспанія) пропонувала врахування відхилень міцності матеріалів і навантажень приблизно на відстані одного стандарту, завдяки чому використовуються дані в областях великої достовірності кривих розподілу; решта враховується у вигляді додаткових чисельних множників;

- «Практичні рекомендації» ЄКБ декларували, що відхилення приймаються на відстані 1,65 стандарту, що повніше враховує статистичні дані та знижує вплив вольових коефіцієнтів.

Учасники наради прийняли проміжне рішення, яке згодом не було реалізовано.

Були виділені невирішені аспекти концептуального питання «загального запасу надійності»: не обґрунтовані поки що пропозиції визначити загальний запас надійності на основі апріорно заданої допустимої ймовірності настання граничного стану, не мають відповіді питання: як призначити цю ймовірність і як оцінювати неекономічні збитки? (*відмітимо, що за наступні 60 років вичерпні відповіді на ці питання так і не з'явилися*); не враховують зміни хвостів нормальних кривих внаслідок відбраковування.

Обговорюючи питання щодо неврахованих чинників запасу, учасники наради відмітили: ненадійність процедури відбраковування, яке залишає міцність помітної кількості зразків стали нижчою бракувального мінімуму; випадки виробничого браку (низька міцність бетону на морозі, початкові надмірні викривлення стрижнів ферм); неясна точність розрахункових формул: як вони відповідають середнім дослідним значенням і яким є розсіювання цих даних навколо середніх значень (приклади: різні результати для залізобетонних балок та гнучких стержнів.).

Обговорювали невирішені питання і пропозиції щодо розрахункових сполучень: сполучення повинні включати будь-які відхилення від проектних величин, тобто бути ширшими, ніж сполучення тільки навантажень; відхилення слід ділити на «систематичні» (враховуються відповідними коефіцієнтами) та «випадкові» (застосовується теорія ймовірностей); випадкові фактори можна розділити на дві групи: фактори, мінливість яких обумовлена процесом проектування та будівництва (міцність матеріалу, неточність розрахункових формул, відхилення розмірів, конструктивні відхилення) і фактори, мінливість яких пов'язана з експлуатацією (навантаження, мінливість міцності); вивчення та врахування сполучень слід регламентувати окремо для вказаних двох груп.

*З висоти років, що минули, можна констатувати, що частину наведених зауважень і побажань було враховано і впроваджено в норми проєктування; однак деякі невраховані пропозиції не втратили актуальності і на сьогодні.*

В одній із своїх останніх публікацій [25] засновник теорії надійності будівельних конструкцій М.С. Стрілецький зазначив, що методику розрахунку будівельних конструкцій вже поширено на всі види споруд та визнано універсальною. У 1961 р. її було прийнято РЕВ (Радою економічної взаємодопомоги) для всіх соціалістичних країн. У 1962 р. Європейський Комітет з бетону (СКБ) прийняв цю методику, і вона стала міжнародною. Однак загальний підхід СКБ, тотожний за змістом, містить деякі відмінності, про які йшлося вище. М.С. Стрілецький вніс несподівану дискусійну пропозицію: «Катастрофи неприпустимі, і методика розрахунку має повністю забезпечити споруду від настання катастрофи. Але катастрофі передують пошкодження, і можливість їх появи може бути запланована з економічних міркувань. Дискусійність питання полягає у нечіткості розмежування поняття пошкодження та катастрофи». *Ця пропозиція значно випередила свій час (1960-і роки) і набула розвитку зовсім недавно, в нормах початку ХХІ століття.* М.С. Стрілецький вважав, що завданнями подальших досліджень повинні бути: врахування фактору часу та розробка питання сполучення випадкових навантажень, обґрунтований підбір кривих розподілу навантажень та окреме вивчення їх крайніх (хвостових) частин.

З цим погодився О.М. Шкінев, який відмітив, що інтенсивність досліджень коефіцієнтів методики граничних станів другої половини 1960-х років залишалася відносно невеликою [26]. Недостатня вивченість мінливості навантажень і механічних характеристик матеріалів компенсувалася коефіцієнтами умов роботи, кількість яких занадто велика.

В кінці 1960-х років розпочали підготовку нової редакції СНиП, яка жваво висвічувалася у науково-технічній пресі. Обговорення цього питання розпочав невтомний К.Е. Таль [27], який відмітив недоліки діючої методики граничних станів, оскільки в ній явно не враховувалися:

- невідповідність опорів матеріалів у конструкціях із їх значеннями, що визначаються на контрольних зразках;
- відхилення у розмірах конструкцій;
- велика небезпека крихкого руйнування;
- можливі наслідки пошкоджень або аварій.

При цьому К.Е. Таль, який був одним із розробників перших норм проектування за граничними станами, констатував, що практика показує, що за дотримання вимог норм, технічних умов і правил щодо проектування, виготовлення та експлуатації, конструкції, що розраховуються за діючими нормами, досить надійні і, отже, «запаси», що враховують за нормами, в цілому є достатніми.

Тим не менше можуть скластися ситуації, коли існуюча система розрахункових параметрів безпеки може призвести до небажаних наслідків.

1. У результаті покращення технології виробництва знижується неоднорідність характеристик міцності матеріалів: коефіцієнт мінливості бетону знизився до 8–10%, нових марок сталі до 5%. Тому коефіцієнт однорідності  $K$ , що визначається за правилом «трьох стандартів», дорівнює 0,76 для бетону і 0,85 для сталі – за відношенням до середніх значень. У результаті загальний умовний коефіцієнт запасу, який визначають відношенням коефіцієнта перевантаження  $n$  до коефіцієнта однорідності  $K$ , знижується до надмірно малої величини, в якій не залишається місця для несприятливих обставин, котрі не враховуються явним чином.

Тому К.Е. Таль запропонував включити до розрахункових опорів матеріалів спеціальний коефіцієнт безпеки за матеріалами, що враховує «нестатистичні» відхилення (за аналогією із зарубіжною практикою):

$$R_p = R_{cp}(1 - \chi C_v) / K_1, \quad (7.16)$$

де  $R_p$  – розрахунковий опір;  $R_{cp}$  – середня міцність;  $C_v$  – коефіцієнт мінливості характеристики міцності;  $\chi$  – кількість стандартів, у межах яких враховується «статистична» мінливість (у середньому  $m \pm \sigma$ ).

Величину  $1 - \chi C_v$  можна розглядати як новий коефіцієнт однорідності матеріалу, а  $R_{cp}(1 - \chi C_v)$  – як нормативний опір.

*Ця пропозиція не знайшла підтримки і не була врахована у розробці нової редакції норм.*

2. У конструкції може відбутися якісна зміна конфігурації – це також слід вважати втратою несучої здатності (наприклад, плита, що перетворюється під навантаженням у висячу конструкцію, хоча без руйнування) – *цю пропозицію згодом було внесено до переліку граничних станів.*

Від імені проектувальників до дискусії щодо підготовки нової редакції норм включився Ю.А. Диховичний, який узагальнив багаторічний досвід застосування СНиП в Інституті Моспроект-1 [28]. У публікації під рубрикою «У порядку обговорення» він перерахував недоліки норм СНиП з позицій проектувальників.

- Суттєвий недолік – складність та трудомісткість розрахунків, особливо попередньо напружених залізобетонних конструкцій (на розрахунок однієї балки потрібно 12 годин); тому стислі терміни змушують проектувальників вдаватися до спрощених розрахунків, інколи на шкоду економічності.

- Чинні норми діють, ще більше ускладнили розрахунок залізобетонних конструкцій, особливо стиснутих і позацентрово стиснутих елементів (*ця негативна тенденція триває дотепер*).

**РОЗДІЛ 7. Етапи розвитку методу граничних станів  
(1950 – 1980)**

---

- Оскільки проектні організації недостатньо забезпечені ЕОМ (маються на увазі 1960 – 1970 рр.), норми необхідно вдосконалювати шляхом суттєвого полегшення розрахунків на основі простих формул (*пропозиція, яка стала неактуальною у наступні роки*).

- Багато формул залізобетонних, металевих і дерев'яних конструкцій можна призвести до класичних формул опору матеріалів, які добре відображали фізичний зміст роботи конструкції (*цей заклик – «назад до опору матеріалів!» – не отримав підтримки*).

- Можна спростити формули, заздалегідь табулюючи на ЕОМ деякі коефіцієнти, а також застосовуючи таблиці та номограми (*це практикують самі проектні організації*).

- Ряд часткових коефіцієнтів слід замінити одним загальним, виключити коефіцієнти, близькі до одиниці (0,95; 0,97).

- При створенні спрощених формул можна виходити з точності розрахунків до 10% (*спірна пропозиція, що суперечить загальній боротьбі за економічність конструкцій*).

- У СНиП треба залишити лише основні вказівки, які мають силу закону, їх мають розробляти наукові організації на основі ретельних теоретичних та експериментальних досліджень. Формули та вказівки з розрахунку слід перенести до Інструкцій з проектування, які розробляють також науково-дослідні організації, але з рівноправним авторством провідних проектних організацій (*реалізовано в подальшому розробкою Посібників до розділів норм проектування*).

Б.І. Беляєв продовжив боротьбу за свій статистичний метод розрахунку будівельних конструкцій [29], докладно розглядаючи наступні зауваження противників статистичного методу:

а) потрібна дуже тривала робота зі збирання вихідних статистичних даних для достовірного вибору законів розподілу випадкових аргументів, особливо «хвостових частин»;

б) випадкові параметри, що визначають роботу конструкції, ділять на «постійні», що не змінюються з часом (опір матеріалів, геометричні параметри, постійні навантаження), та тимчасові навантаження, що діють багаторазово; вважають, що вони настільки принципово різні, що для їх спільного врахування не можна приймати закони теорії ймовірностей;

в) у статистичному методі приймають єдину характеристику безпеки  $\beta = 3\gamma$ , хоча для різних законів розподілу вона відповідає різній ймовірності перевищення;

г) руйнування конструкції не може бути масовою подією, і статистичне тлумачення ймовірності його втрачає сенс; крім того, однорідні умови для роботи споруди та конструкції рідко здійснюються. (зауваження В.В. Болотіна).

Заперечення Б.І. Беляєва до наведених зауважень.

а) *Закони розподілу випадкових величин.* Значна частина розрахункових величин розподілена нормально (опір матеріалів, об'ємна вага матеріалів, геометричні параметри перерізу, випадкові викривлення). Тимчасові навантаження (атмосферні, температурні, кранові) можна представити як статистичні сукупності максимумів, що описуються теорією розподілів крайніх членів вибірки. Для цього пропонують використовувати показовий закон, який успішно застосовують метеорологи до швидкостей вітру.

б) *Багаторазове завантаження конструкції тимчасовими навантаженнями.* Пропонують замінювати їх еквівалентними одноразовими зі зміненими середнім та стандартом. Щодо навантажень, розподілених нормально, для їх визначення рекомендують рішення О.Р. Ржаніцина:

- середнє значення

$$\bar{q}_n = \bar{q}_1 + 3,5\hat{q}_1\left(1 - \frac{1}{\sqrt[4]{n}}\right); \quad (7.17)$$

- стандарт

$$\hat{q}_n = \frac{\hat{q}_1}{\sqrt[4]{n}}.$$

в) *Значення характеристики безпеки.* Обґрунтовують на прикладах, що й при показовому та логнормальному розподілах можна застосовувати  $\beta$  за нормальним законом.

г) *Метод розрахунку конструкцій не будується на статистиці руйнувань конструкцій.* Робота конструкцій, виготовлених з матеріалів з випадковими властивостями, під дією випадкових навантажень, безумовно, масове явище. «Це явище багаторазово реалізується в практично однорідних умовах (матеріал, навантаження)».

Свою публікацію [29] Б.І. Беляєв завершив оптимістичним висновком: «Можна сподіватися, що заперечення проти статистичного методу розрахунку будівельних конструкцій будуть зняті і цей прогресивний метод знайде застосування у практиці проектування». *Як ми тепер знаємо, цим надіям не судилося здійснитися.*

У 1967 р. під рубрикою «Будівельна механіка до ювілею Великого Жовтня» О.Р. Ржаніцин опублікував короткий огляд (бібліографія з 29 джерел) розвитку імовірнісних методів розрахунку споруд [30]. Він зазначив, що в чинних нормах розрахунку споруд випадковий характер навантажень було відображено недостатньо повно, і перекинув місток до теорії надійності будівельних об'єктів: «Усю сукупність імовірнісних розрахунків споруд на міцність іноді називають теорією надійності будівель та споруд, приєднуючи сюди питання зміни придатності в часі внаслідок корозії, старіння матеріалу тощо. Теорія надійності в

**РОЗДІЛ 7. Етапи розвитку методу граничних станів  
(1950 – 1980 )**

---

будівельній справі ще не набула великого розвитку, але застосовується з успіхом для вирішення завдань машинобудування та роботи різних апаратів».

Продовжуючи розробку імовірнісного методу, пізніше О.Р. Ржаніцин вирішив завдання визначення економічно обґрунтованої надійності споруди [31]. Витрати, пов'язані зі зведенням споруди та можливими її пошкодженнями протягом заданого терміну служби визначають як

$$R = C + VY,$$

де  $C$  – первісна вартість зведення споруди;  $V$  – імовірність її пошкодження;  $Y$  – збитки, нанесені цим пошкодженням, що включають вартість відновлення та збиток, завданий внаслідок порушення процесу експлуатації.

Далі знаходять мінімум математичного очікування цих витрат, умова якого має вигляд:

$$\partial R / \partial C = 1 + V \partial Y / \partial C + Y \partial V / \partial C = 0.$$

Зазвичай збитки  $Y$  можна вважати незалежними від первісної вартості споруди, отже  $\partial Y / \partial C = 0$ . Тоді з урахуванням  $V = 1 - P$  ( $P$  – забезпеченість) виходить  $\partial C / \partial P = Y$ . Ця умова дозволяє вибрати оптимальні забезпеченості для кожного граничного стану.

Розроблену методику було проілюстровано числовим прикладом розрахунку прогону покриття [31].

***Наступний етап розвитку норм проектування 1970-х років.***

Розвиток нормативної бази будівельного проектування продовжили норми СНиП II-A.10-71 «Будівельні конструкції і основи. Основні положення проектування». У цьому базовому документі було уточнено, що за граничний стан конструкції приймають такий стан, за якого вона припиняє задовольняти призначеним до неї експлуатаційним вимогам, тобто втрачає здатність опиратися зовнішнім впливам, або одержує неприпустиму деформацію чи місцеве пошкодження.

На відміну від попередніх норм, замість трьох граничних станів, було введено дві групи граничних станів.

- Перша група – за вичерпанням несучої здатності (міцності, стійкості, витривалості); цьому граничному стану повинні задовольняти практично всі конструкції.

- Друга група – за принадністю до нормальної експлуатації у відповідності до заданих технологічних або побутових умов; до цієї групи відносяться стани, що ускладнюють нормальну експлуатацію або знижують довговічність конструкцій внаслідок появи неприпустимих переміщень, коливань та ін.

У норми було включено нове трактування «нормативного навантаження» – це основна характеристика, яка встановлюється з певною довірчою ймовірністю. Було внесено також зміни у нормування сполучень навантажень, залишені два сполучення замість трьох у попередніх нормах:

а) *основні сполучення*, котрі склалися з постійних, тривало і короткочасно діючих навантажень; таким чином, основні та додаткові сполучення навантажень за попередніми нормами були об'єднані в одну групу основних сполучень; більш точно врахування зусиль від двох і більше тимчасових навантажень призвів до зниження розрахункових зусиль у каркасах на 8–10%;

б) *особливі сполучення* у складі постійних, тривало діючих, можливих короткочасних і одного з особливих навантажень.

Було більш чітко регламентовано, що в розрахунку конструкцій на основне сполучення, що включає одне короткочасне навантаження, його значення не зменшують; при врахуванні двох і більше короткочасних навантажень їх множать на коефіцієнт сполучення  $n_c = 0,9$ . У випадку особливого сполучення короткочасні навантаження множать на коефіцієнт сполучення  $n_c = 0,8$ . Додатково було введено коефіцієнти сполучення до навантажень від двох та чотирьох кранів.

У главі СНиП II-6-74 «Навантаження і впливи» наведено також альтернативний (названий «уточненим») варіант врахування основних та особливих сполучень навантажень. За цим варіантом за одночасною дією не менш ніж двох тимчасових навантажень (тривалих, короткочасних) сумарне розрахункове зусилля  $X$  (згинальний або крутильний момент, поздовжня або поперечна сила) визначали за формулою

$$X = \sum_{i=1}^m X_{ni} + \sqrt{\sum_{i=1}^m X_{ni}^2 (n_i - 1)^2}, \quad (7.18)$$

де  $X_{ni}$  – зусилля, визначене за нормативним значенням кожного окремого навантаження з урахуванням коефіцієнтів сполучення короткочасних навантажень;  $n_i$  – коефіцієнти перевантаження кожного навантаження;  $m$  – кількість одночасно діючих навантажень (крім особливих).

**РОЗДІЛ 7. Етапи розвитку методу граничних станів  
(1950 – 1980 )**

---

*Цей підхід розповсюдження не одержав і в наступні випуски норм не ввійшов.*

Глава СНиП II-6-74 «Навантаження і впливи» продовжила доповнення класифікації навантажень і впливів.

До тимчасових тривало діючих навантажень і впливів було додатково внесено:

- вплив нерівномірних деформацій основ, не пов'язаних зі зміною структури ґрунту;
- вагу відкладень промислового пилу;
- вплив усадки і повзучості;
- навантаження від одного мостового або підвісного крана, помножене на 0,6 для кранів середнього режиму роботи та на 0,8 для кранів важкого і дуже важкого режимів роботи;
- короткочасні навантаження на перекриття будівель в розмірі  $50 \text{ кгс/м}^2$  або зменшені на 50%;
- вагу снігового покриву III-VI районів, зменшену на  $70 \text{ кгс/м}^2$ ;
- температурні кліматичні впливи (багаторічні середньомісячні значення), введені вперше.

Зменшені навантаження, вказані в останніх чотирьох пунктах цього переліку, були виділені як тривалі частки короткочасних навантажень з «небезпечною» тривалістю два місяці на рік, їх вводили в розрахунок за необхідністю врахування тривалої дії цих навантажень на переміщення, деформації, утворення тріщин.

До переліку короткочасних навантажень були добавлені ожеледні навантаження, а також розвинене нормування снігового навантаження, про що детально описано в розділі 3 книги.

У нормах СНиП II-A.10-71 «Будівельні конструкції і основи. Основні положення проєктування» і розроблених на їх основі СНиП II-B.3-72 «Сталеві конструкції» було введено поділ сталей на умовні класи міцності, названими «класами сталей». Цифри в індексі класу позначають: чисельник – мінімальну величину тимчасового опору розриву ( $y \text{ кгс/мм}^2$ ), знаменник – мінімальну величину межі текучості ( $y \text{ кгс/мм}^2$ ). Перелік класів сталей для будівельних конструкцій наведено у *табл.7.11* разом з відповідними марками сталей. Порівняно з попередніми нормами 1962 р. (*табл. 7.9*) з переліку будівельних сталей були вилючені маловуглецеві сталі марок Ст4 та Ст5 і включені нові сталі високої міцності із вмістом ванадію.

**Пічугін С.Ф. ЕТАПИ РОЗВИТКУ ЗАГАЛЬНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

Таблиця 7.11

**Класи міцності і марки сталей (СНІП II-B.3-72)**

| <b>Група міцності</b> | <b>Клас міцності</b> | <b>Марка сталі</b>                      | <b>R, кгс/см<sup>2</sup></b> | <b>ГОСТ, ЧМТУ</b>              |                                 |
|-----------------------|----------------------|-----------------------------------------|------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|
| Звичайна              | C38/23               | ВСт3, ВСт3Гпс, М16С                     | 2100                         | ГОСТ 380-71*<br>ГОСТ 6713-53   |                                 |
| Підвищена             | C44/29               | 09Г2, 16ГС, 09Г2С                       | 2600                         | ГОСТ 19281-73<br>ГОСТ 19282-73 |                                 |
|                       | C46/33               | 14Г2, 10Г2С1, 15ХСНД                    | 2900                         |                                |                                 |
|                       | C52/40               | 15Г2СФ<br>10ХСНД, 14Г2m/o,<br>10Г2С1m/o | 3400                         |                                |                                 |
| Висока                | C60/45               | 16Г2АФ                                  | 3800                         |                                |                                 |
|                       |                      | 15Г2СФm/o,<br>15ХСНД m/o                |                              |                                |                                 |
|                       | C70/60               | 12Г2СМФ, 14ГСМФР                        | 4500                         |                                | ТУ 14-1-1308-75<br>ЧМТУ 1-45-67 |
|                       | C85/75               | 16ХГ2СМФР                               | 5300                         |                                | ЧМТУ 1389-65                    |

**Позначення:** m/o – термічна обробка; компоненти: М – молібден, Ф – ванадій, Р – бор

Таблиця 7.12

**Значення коефіцієнтів безпеки за матеріалом k**

| <b>Клас сталі</b>    | <b>C38/23</b> | <b>C44/29</b> | <b>C46/33</b> | <b>C52/40</b> | <b>C60/45</b> | <b>C70/60</b> | <b>C80/75</b> |
|----------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| При $R^H = \sigma_m$ | 1,1           | 1,1           | 1,15          | 1,2           | 1,2           | 1,4           | 1,4           |
| При $R^H = \sigma_6$ | 1,45          | 1,5           | 1,5           | 1,5           | 1,6           | 1,6           | 1,8           |

Таблиця 7.13

**Розрахункові опори R прокатної сталі (СНІП II-B.3-72)**

| <b>Напружений стан</b>                                                                   | <b>Ум. позн.</b>  | <b>Розрахункові опори в кгс/см<sup>2</sup> прокатної сталі класу</b> |                |                |               |               |               |               |
|------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------|----------------------------------------------------------------------|----------------|----------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
|                                                                                          |                   | <b>C38/23</b>                                                        | <b>C44/29</b>  | <b>C46/33</b>  | <b>C52/40</b> | <b>C60/45</b> | <b>C70/60</b> | <b>C80/75</b> |
| Розтяг, стиск, згин                                                                      | R                 | 2100<br>(2600)                                                       | 2600<br>(3000) | 2900<br>(3100) | 3400          | 3800          | 4400          | 5300          |
| Зріз                                                                                     | R <sub>ср</sub>   | 1300                                                                 | 1500           | 1700           | 2000          | 2300          | 2600          | 3100          |
| Змінання торцевої поверхні (при наявності пригонки)                                      | R <sub>см.т</sub> | 3200                                                                 | 3900           | 4300           | 5100          | 5700          | 6500          | 8000          |
| Змінання місцеве в циліндричних шарнірах (цапфах) при тісному торканні                   | R <sub>см.м</sub> | 1600                                                                 | 2000           | 2200           | 2500          | 2900          | 3300          | 3900          |
| Діаметральний стиск котків при вільному торканні (в конструкціях з обмеженою рухливістю) | R <sub>с.к</sub>  | 80                                                                   | 100            | 110            | 130           | 150           | 180           | 200           |

**Примітка:** у дужках вказані розрахункові опори сталі на розтяг для конструкцій, експлуатація яких можлива і після досягнення металом межі текучості.

**РОЗДІЛ 7. Етапи розвитку методу граничних станів  
(1950 – 1980 )**

Нормами СНиП II-A.10-71 було змінено порядок визначення розрахункових опорів матеріалів: замість коефіцієнту однорідності було введено його обернену величину  $k > 1$ , названу «коефіцієнтом безпеки за матеріалом». Таким чином, для визначення значень розрахункових опорів сталей їхні нормативні опори треба було ділити на коефіцієнт  $k$  (табл. 7.12).

Визначені з урахуванням цих коефіцієнтів розрахункові опори сталей різних класів вміщені в табл. 7.13.

У СНиП II-B.3-72, як і в попередніх нормах, були вміщені міцнісні характеристики відливок з вуглецевої сталі і чавуну для будівельних конструкцій.

Основні підходи до призначення нормативних і розрахункових опорів заклепкових і болтових з'єднань залишили без принципів змін у порівнянні з попередніми випусками норм сталевих конструкцій. Були тільки доповнені розрахункові опори на зминання елементів конструкцій, що з'єднуються, зі сталей нових класів, та розглянуті окремо одноболтові і багато болтові з'єднання.

Таблиця розрахункових опорів зварних з'єднань відрізнялася від попередніх норм доповненням даних щодо з'єднань сталей підвищеної та високої міцності (табл. 7.14).

**Таблиця 7.14**

**Розрахункові опори  $R^{ce}$  зварних з'єднань (СНиП II-B.3-72)**

| Зварні з'єднання | Напружений стан                                                                                     | Ум. познач.   | Розрахункові опори в кгс/см <sup>2</sup> зварних з'єднань у конструкціях зі сталі класу |                |                |        |        |        |        |
|------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------|-----------------------------------------------------------------------------------------|----------------|----------------|--------|--------|--------|--------|
|                  |                                                                                                     |               | C38/23                                                                                  | C44/29         | C46/33         | C52/40 | C60/45 | C70/60 | C80/75 |
| Стикові          | Стиск                                                                                               | $R_c^{ce}$    | 2100                                                                                    | 2600           | 2900           | 3400   | 3800   | 4400   | 5300   |
|                  | Розтяг: автоматичне зварювання; напіваавтоматичне ручне зварювання з фізичним контролем якості швів | $R_p^{ce}$    | 2100<br>(2600)                                                                          | 2600<br>(3000) | 2900<br>(3100) | 3400   | 3800   | 4400   | 5300   |
|                  | Розтяг: напіваавтоматичне, ручне зварювання                                                         | $R_p^{ce}$    | 1800                                                                                    | 2200           | 2500           | —      | —      | —      | —      |
|                  | Зріз                                                                                                | $R_{cp}^{ce}$ | 1300                                                                                    | 1500           | 1700           | 2000   | 2300   | 2600   | 3100   |
| Кутюві           | Зріз                                                                                                | $R_y^{ce}$    | 1500                                                                                    | 1800           | 2000           | 2200   | 2400   | 2800   | 3400   |

**Примітки:** 1. У дужках вказані розрахункові опори на розтяг зварних стикових з'єднань, експлуатація яких можлива і після досягнення металом межі текучості.  
2. Розрахункові опори стикових зварних з'єднань встановлені для швів, виконаних двостороннім зварюванням або одностороннім з підварюванням кореню шва.

#### 7.4. Шлях до норм 1980-х років

*Пропозиції удосконалення норм проектування множаться.* Вихід описаного вище видання норм, які узагальнили наукові та проектні результати за 15-річний період, не припинив виступів фахівців з критикою і пропозиціями.

Зокрема, знову виступив Ю.А. Диховичний, який в об'ємній публікації під рубрикою «Дискусії» з позицій проектувальників проаналізував нові норми розрахунку будівельних конструкцій [32]. Він знову наголосив, що загальним недоліком норм була складність методів розрахунку та розрахункових формул для рядового проектувальника, який працює у стислий термін, оперативно вирішує складні інженерні завдання і змушений тому вдаватися до умовних розрахунків, іноді на шкоду економічності конструкцій. Тому треба всіляко спрощувати розрахунки. Для вирішення цього пропонувалося:

- використовувати готові таблиці, номограми та спрощені формули;
- виділяти споруди та конструкції, для яких можливий більш простий підхід до розрахунку, задля спрощення якого можна миритися з похибкою 5 – 8%;
- спростити формули з наближенням їх до фізичного змісту роботи конструкцій;

- навести формули для підбору оптимальних перерізів елементів.

Разом з тим було відзначено значний розвиток норм навантажень та впливів (СНиП II-6-74), зокрема, суттєве зменшення вітрових навантажень. Однак, з точки зору проектувальників, ускладнився підрахунок навантажень внаслідок введення роздільного обліку короткочасної та тривалої частин навантажень.

*Можна констатувати, що відмічені у 1970-ті роки складнощі ручних проектних розрахунків у подальшому послідовно зменшувалися з розвитком і впровадженням у проектування обчислювальної техніки.*

Аналізуючи норми бетонних та залізобетонних конструкцій (СНиП II-21-75) Ю.А. Диховичний підтвердив загальну думку, що еволюція норм залізобетонних конструкцій за останні двадцять років звелася до збільшення обсягу та ускладнення математичної та смислової сторін методу розрахунку, які часто практично не призводять до підвищення точності. Водночас нові норми не відобразили низку питань, які виникають у практиці проектування.

В якості недоліку норм основ і фундаментів (СНиП II-15-74) було відмічено відсутність впровадження згаданої теорії розрахунку фундаментних плит та стрічок на природній основі.

Наостанок Ю.А. Диховичний вніс кілька пропозиції щодо загальних напрямків розвитку норм проектування:

- уніфікація норм проектування конструкцій із різних матеріалів (*цю слушну пропозицію не враховано по сей день*);

**РОЗДІЛ 7. Етапи розвитку методу граничних станів  
(1950 – 1980 )**

---

- врахування просторової роботи, геометричної та фізичної нелінійності, пластичних властивостей матеріалів (*у подальші роки враховано частково, зокрема, в нормах проектування сталевих конструкцій*);

- перехід від розрахунку окремих елементів до розрахунку споруди загалом, створення будівельної механіки будівлі за аналогією з будівельною механікою корабля та літака (*цю красиво сформульовану концепцію було в подальшому реалізовано в обчислювальних комплексах СКАД та ЛІРА*).

У дискусію по нормах 1970-х років авторитетно включився О.О. Гвоздев [33]. Відповідаючи на статтю Ю.А. Диховичного [32], він позитивно оцінив його пропозиції щодо розвитку норм, однак відмітив, що будівельні споруди різноманітніші, ніж літаки і судна та зауважив: «...Навряд чи будівельна механіка будівель і споруд повинна бути предметом норм». Він підтримав пропозицію узаконити наближені методи для деяких простих конструкцій; однак оскільки вони призведуть до перевитрати матеріалів, ці методи не повинні застосовуватися для конструкцій масового призначення.

Один із основних розробників норм навантажень В.О. Отставнов (ЦНДІБК) представив перелік нових аспектів норм навантажень і впливів СНиП II-6-74 і намітив перспективи їхнього розвитку [34]:

- обґрунтування навантажень до другого граничного стану;
- розвиток класифікації навантажень з урахуванням часу дії та величини;
- уніфікація підходу до встановлення нормативних навантажень;
- забезпечення рівної забезпеченості розрахункових значень навантажень;
- розвиток досліджень тимчасових навантажень на перекриття будівель різного призначення, які не мали статистичної бази;
- уточнення та поповнення статистичного матеріалу стосовно снігових, ожеледних та температурних навантажень.

*Слід відмітити, що більшість перерахованих актуальних напрямів, які мало розвивалися у подальші роки, були розвинені в нормах України ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи».*

У 1980 р. відповідальний працівник Держбуду СРСР А.Н. Шкінев підвів 25-річні підсумки запровадження норм СНиП, заснованих на методі граничних станів [34]. Було підкреслено, що СНиП відіграв велику роль у підвищенні технічного рівня капітального будівництва. За 25 років метод показав, що він забезпечує необхідну надійність конструкцій за мінімальної витрати матеріалів. Разом з тим, були висловлені слушні побажання щодо вдосконалення методу:

- вивчення коефіцієнта умов роботи (*пропозиція не реалізована по сей день*);
- створення класифікації будівель та споруд залежно від їх функціонального призначення, значущості, ступеня відповідальності та

капітальності – з встановленням нормативних термінів служби (реалізовано у розгорнутій формі в нормах України ДБН В.1.2-14: «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ»);

- подолання відсутності уніфікації норм розрахунку конструкцій із різних матеріалів (різницю не подолано і навіть посилено з кожним новим виданням норм);

- передчасність впровадження імовірно-економічної методики, вдосконалення діючої методики, як раніше пропонував О.О. Гвоздев, що може швидко дати реальний ефект;

- перехід від розрахунку окремих елементів до просторового розрахунку споруд (пропозицію послідовно впроваджували з розвитком обчислювальних комплексів).

**Нові норми навантажень – СНиП 2.01.07-85 «Навантаження і впливи»** (введені в 1988 р.) – регламентували для деяких навантажень два нормативних значення – повне і понижене (яке вводили в розрахунок за необхідністю врахування впливу тривалості навантаження, перевірки на втому та ін.). Це відносили до наступних навантажень:

- навантаження від людей, тварин, обладнання на перекриття житлових, громадських і сільськогосподарських будівель, для яких у ДБН було вміщено таблицю з повними і пониженими нормативними значеннями;

- вертикальні навантаження від мостових і підвісних кранів, понижені значення яких визначали множенням повного нормативного значення від одного крана у кожному прольоті на коефіцієнт: 0,5 – для груп режимів роботи кранів 4К–6К; 0,6 – для групи режиму роботи кранів 7К; 0,7 – для групи режиму роботи кранів 8К;

- снігове навантаження, понижені значення якого визначали множенням повного нормативного значення на коефіцієнт: 0,3 – для III снігового району; 0,5 – для IV снігового району; 0,6 – для V і VI снігових районів;

- температурні кліматичні впливи, понижені значення яких визначали без урахування добових коливань температури та впливу сонячної радіації.

Можна вважати, що наведені рекомендації щодо понижених нормативних значень навантажень не мали достатнього статистичного обґрунтування і були у подальшому уточнені.

Тимчасові навантаження з двома нормативними значеннями включали у сполучення як тривалі – за врахування пониженого нормативного значення, як короткочасні – за врахування повного нормативного значення.

Були уточнені коефіцієнти сполучення:

**РОЗДІЛ 7. Етапи розвитку методу граничних станів  
(1950 – 1980 )**

---

- в основних сполученнях для тривалих навантажень  $\Psi_1=0,95$ ; для короточасних  $\Psi_2=0,9$ ;
- у додаткових сполученнях для тривалих навантажень  $\Psi_1=0,95$ ; для короточасних  $\Psi_2=0,8$ .

У СНиП 2.01.07-85 були також включені правила врахування ступеня відповідальності будівель і споруд при проєктуванні конструкцій, прийняті раніше в 1981 – 82 рр. постановою Держбуду СРСР. Цими правилами було введено новий коефіцієнт методики розрахунку за граничним станом  $\gamma_n = 0,9 - 1,0$  (цьому коефіцієнту присвячено окремий розділ 11 книги).

Підготовку чергового видання норм проєктування **СНиП II-23-81 «Сталеві конструкції»** (введених у 1982 р.) вели на основі стандарту Союзу Економічної Взаємодопомоги СТ СЕВ 384-76 «Будівельні конструкції і основи. Основні положення по розрахунку». Зважаючи на міжнародний характер цього стандарту (СЕВ об'єднував кілька соціалістичних країн) у СНиП II-23-81 та в норми проєктування інших конструкцій були внесені інтернаціональні латинські та грецькі позначення та індекси. Зокрема, коефіцієнт безпеки за матеріалом  $k$  було перейменовано у «коефіцієнт надійності за матеріалом» і позначено  $\gamma_m$ . З урахуванням внесених змін основна умова неруйнівності набула наступного вигляду:

$$N = \gamma_n \sum_{i=1}^m F_{ni} \gamma_{fi} \psi_i \alpha_i \leq AR_n \gamma_c / \gamma_m = \Phi. \quad (7.19)$$

Тут  $F_{ni}$  – нормативне навантаження;

$\gamma_{fi}$  – коефіцієнт надійності за навантаженням;

$R_n$  – нормативний опір матеріалу;

$\gamma_m$  – коефіцієнт надійності за матеріалом;

$\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи;

$\psi_i$  – коефіцієнт сполучення, який вводять при сумісному врахуванні кількох навантажень; цей коефіцієнт в неявній формі був присутній у попередніх виданнях норм;

$\gamma_n$  – коефіцієнт надійності за призначенням, який враховує різну капітальність і відповідальність будівельних об'єктів;

$A$  – геометрична характеристика перерізу;

$\alpha_i$  – число впливу.

**Пічугін С.Ф. ЕТАПИ РОЗВИТКУ ЗАГАЛЬНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

Для сталевих конструкцій коефіцієнт надійності за матеріалом  $\gamma_m$  було суттєво зменшено до 1,025 – 1,15 на основі масштабних досліджень ЦНДІБК щодо статистичної забезпеченості нормативних і розрахункових опорів сталей того періоду часу [36]. Співвідношення між розрахунковими опорами сталевого прокату і труб для різних напружених станів з урахуванням коефіцієнту  $\gamma_m$  були систематизовані в окремій таблиці (табл. 7.15). До співвідношень, які враховували у попередніх нормах, було додано рекомендацію щодо розрахункового опору на розтяг у напрямі товщини прокату.

**Таблиця 7.15  
Формули визначення розрахункових опорів сталевого прокату і труб  
(СНиП II-23-81)**

| <i>Напружений стан</i>                                                                                                                                                 |                             | <i>Умовне позначення</i> | <i>Розрахунковий опір</i>          |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------|--------------------------|------------------------------------|
| <i>Розтяг, стиск та згин</i>                                                                                                                                           | <i>За межею текучості</i>   | $R_y$                    | $R_y = R_{yn} / \gamma_m$          |
|                                                                                                                                                                        | <i>За тимчасовим опором</i> | $R_{ct}$                 | $R_{ct} = R_{ctn} / \gamma_m$      |
| <i>Зсув</i>                                                                                                                                                            |                             | $R_s$                    | $R_s = 0,58R_{ctn} / \gamma_m$     |
| <i>Змінання торцевої поверхні (при наявності пригонки)</i>                                                                                                             |                             | $R_p$                    | $R_p = R_{ctn} / \gamma_m$         |
| <i>Змінання місцеве в циліндричних шарнірах (цапфах) при тісному торканні</i>                                                                                          |                             | $R_{lp}$                 | $R_{lp} = 0,5R_{ctn} / \gamma_m$   |
| <i>Діаметральний стиск котків (при вільному торканні в конструкціях з обмеженою рухливістю)</i>                                                                        |                             | $R_{cd}$                 | $R_{cd} = 0,025R_{ctn} / \gamma_m$ |
| <i>Розтяг у напрямі товщини прокату</i>                                                                                                                                |                             | $R_{th}$                 | $R_{th} = 0,5R_{yn} / \gamma_m$    |
| <b>Позначення:</b> $R_{yn}$ - нормативний опір за межею текучості; $R_{ctn}$ - нормативний опір за тимчасовим опором; $\gamma_m$ - коефіцієнт надійності за матеріалом |                             |                          |                                    |

Норми СНиП II-23-81 «Сталеві конструкції»(введені у 1982 р.) знову базувалися на марках сталей (частково показаних у табл. 7.16), вихідні дані яких були суттєво розширені і включали:

- вид прокату – лист або фасон;
- товщину прокату;
- групу міцності;
- розгорнутий опис маловуглецевої сталі Ст3 – групу поставки В, степінь розкислення (кипляча «кп», спокійна («сп»), напівспокійна («пс»), категорію поставки.

У СНиП II-23-81 «Сталеві конструкції» було вперше введено поділ сталевих конструкцій будівель і споруд на групи.

- Група 1 – Зварні конструкції, які працюють в особливо важких умовах або зазнають безпосередньому впливу динамічних, вібраційних чи рухомих навантажень.

**РОЗДІЛ 7. Етапи розвитку методу граничних станів  
(1950 – 1980 )**

- Група 2 – Зварні конструкції, які працюють при статичному навантаженні (ферми, балки перекриття і покрива тощо).
- Група 3 – Зварні конструкції, які працюють при статичному навантаженні (колонни, стійки тощо).
- Група 4 – Допоміжні конструкції будівель і споруд.

Поділ на групи разом з кліматичними районами будівництва супроводжували розгорнутими рекомендаціями щодо вибору відповідних марок сталей. Ці рекомендації, націлені в основному на запобігання крихкого руйнування сталевих конструкцій, сприяли забезпеченню надійності і безаварійності будівель і споруд.

**Таблиця 7.16**

**Нормативні і розрахункові опори прокату для сталевих конструкцій будівель і споруд (витяг з табл. 51 СНиП II-23-81)**

| Марка сталі | ГОСТ, ТУ        | Вид прокату | Товщина прокату, мм | Нормативний опір, МПа   |                          | Розрахунковий опір, МПа  |                            |
|-------------|-----------------|-------------|---------------------|-------------------------|--------------------------|--------------------------|----------------------------|
|             |                 |             |                     | межа текучості $R_{yn}$ | тимчасовий опір $R_{tm}$ | за межею текучості $R_y$ | за тимчасовим опором $R_u$ |
| ВСт3кп2-1   | ТУ 14-1-3023-80 | Лист        | 4-10                | 225                     | 355                      | 220                      | 345                        |
| ВСт3кп2     | ГОСТ 380-71*    | Лист        | 4-20                | 225                     | 365                      | 215                      | 350                        |
| ВСт3сп5-1   | ТУ 14-1-3023-80 | Лист        | 11-20               | 235                     | 365                      | 230                      | 355                        |
| ВСт3сп5     | ГОСТ 380-71*    | Фасон       | 4-20                | 245                     | 370                      | 235                      | 350                        |
| ВСт3сп4     | ГОСТ10706-76*   | Труба       | 4-15                | 245                     | 370                      | 235                      | 350                        |
| ВСт3сп6-1   | ТУ 14-1-3023-80 | Фасон       | 11-20               | 245                     | 365                      | 240                      | 355                        |
| ВСт3сп6-2   | ТУ 14-1-3023-80 | Фасон       | 11-20               | 275                     | 370                      | 270                      | 360                        |
| 09Г2 зр.1   | ТУ 14-1-3023-80 | Лист        | 11-20               | 305                     | 440                      | 300                      | 430                        |
| 09Г2 зр.2   | ТУ 14-1-3023-80 | Лист        | 11-20               | 335                     | 460                      | 325                      | 450                        |
| 09Г2        | ГОСТ 19282-73   | Лист        | 4-20                | 305                     | 440                      | 290                      | 420                        |
| 09Г2С зр.1  | ТУ 14-1-3023-80 | Фасон       | 21-30               | 305                     | 460                      | 300                      | 450                        |
| 09Г2С       | ГОСТ 19281-73   | Фасон       | 10-20               | 325                     | 470                      | 310                      | 450                        |
| 09Г2С       | ТУ 14-3-500-76  | Труба       | 8-15                | 265                     | 470                      | 250                      | 450                        |
| 10Г2С1      | ГОСТ 19282-73   | Лист        | 21-32               | 325                     | 470                      | 310                      | 450                        |
| 14Г2        | ГОСТ 19281-73   | Фасон       | 10-32               | 325                     | 450                      | 310                      | 430                        |
| 15ХСНД      | ГОСТ 19282-73   | Лист        | 4-32                | 345                     | 490                      | 330                      | 405                        |
| 10ХНДП      | ТУ 14-1-389-72  | Фасон       | 4-12                | 345                     | 470                      | 330                      | 450                        |
| 14Г2АФ      | ГОСТ 19282-73   | Лист        | 4-50                | 390                     | 540                      | 370                      | 515                        |
| 10ХСНД      | ГОСТ 19282-73   | Лист        | 4-32                | 390                     | 530                      | 355                      | 480                        |
| 16Г2АФ      | ГОСТ 19282-73   | Лист        | 4-32                | 440                     | 590                      | 400                      | 535                        |
| 16Г2АФ      | ТУ 14-3-829-79  | Труба       | 16-40               | 350                     | 410                      | 320                      | 375                        |
| 12Г2СМФ     | ТУ 14-1-1308-75 | Лист        | 10-32               | 590                     | 685                      | 515                      | 595                        |
| 12ГН2МФ АЮ  | ТУ 14-1-1772-76 | Лист        | 16-40               | 590                     | 685                      | 515                      | 595                        |

Формули визначення розрахункових опорів зварних з'єднань були також узагальнені у формі таблиці (табл. 7.17), в якій для з'єднань з кутовими швами окремо наводилися розрахунковий опір  $R_{wf}$  за металом шва і розрахунковий опір  $R_{wz}$  за металом межі сплавлення.

**Таблиця 7.17**

**Формули визначення розрахункових опорів зварних з'єднань**

| <i>Зварні з'єднання</i> | <i>Напружений стан</i>                                                                                                     |                                   | <i>Умовні позначення</i> | <i>Розрахункові опори зварних з'єднань</i>  |
|-------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------|--------------------------|---------------------------------------------|
| <i>Стикові</i>          | <i>Стиск. Розтяг і згин при автоматичному, напіваавтоматичному або ручному зварюванні з фізичним контролем якості швів</i> | <i>За межею текучості</i>         | $R_{wy}$                 | $R_{wy} = R_y$                              |
|                         |                                                                                                                            | <i>За тимчасовим опором</i>       | $R_{wi}$                 | $R_{wi} = R_u$                              |
|                         | <i>Розтяг і згин при автоматичному, напіваавтоматичному або ручному зварюванні</i>                                         | <i>За межею текучості</i>         | $R_{wy}$                 | $R_{wy} = 0,85R_y$                          |
|                         |                                                                                                                            | <i>Зсув</i>                       | $R_{ws}$                 | $R_{ws} = R_s$                              |
| <i>З кутовими швами</i> | <i>Зріз (умовний)</i>                                                                                                      | <i>За металом шва</i>             | $R_{wf}$                 | $R_{wf} = 0,55 \frac{R_{wun}}{\gamma_{wm}}$ |
|                         |                                                                                                                            | <i>За металом межі сплавлення</i> | $R_{wz}$                 | $R_{wz} = 0,45R_{un}$                       |

Для практичних розрахунків у СНиП II-23-81 наведено таблицю нормативних і розрахункових опорів металу швів зварних з'єднань з кутовими швами в залежності від типу електродів та марки зварювального дроту (наприклад, для ручного зварювання електродами Э42  $R_{wf}=180$  МПа).

Рекомендації щодо визначення розрахункових опорів болтових з'єднань (заклепкові з'єднання були вилючені із норм проєктування сталевих конструкцій) були також систематизовані у табличній формі (табл. 7.18). Розрахункові опори одноболтових з'єднань на зріз і розтяг диференціювали в залежності від класу міцності застосованих болтів (від 4.6 до 8.8), розрахункові опори болтів на зминання приймали, як і раніше, окремо для з'єднань на болтах підвищеної точності (класу точності А) і на болтах нормальної і грубої точності (класів точності В і С), в залежності від міцності сталі елементів, що з'єднувалися. Відповідні числові значення розрахункових опорів болтових з'єднань на зріз, розтяг і зминання були наведені СНиП II-23-81 у табличній формі.

**РОЗДІЛ 7. Етапи розвитку методу граничних станів  
(1950 – 1980 )**

Таблиця 7.18

**Розрахункові опори одноболтових з'єднань (СНіП II-23-81)**

| Напружений стан                                                                                    | Умовне познач. | Розрахункові опори одноболтових з'єднань |                       |                       | зминанню елементів зі сталі з межею текуч. до 440 МПа                                                                |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------|------------------------------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|                                                                                                    |                | зрізу і розтягу болтів класу             |                       |                       |                                                                                                                      |
|                                                                                                    |                | 4.6; 5.6; 6.6                            | 4.8; 5.8              | 8.8                   |                                                                                                                      |
| Зріз                                                                                               | $R_{bs}$       | $R_{bs} = 0,38R_{bun}$                   | $R_{bs} = 0,4R_{bun}$ | $R_{bs} = 0,4R_{bun}$ | -                                                                                                                    |
| Розтяг                                                                                             | $R_{bt}$       | $R_{bt} = 0,42R_{bun}$                   | $R_{bt} = 0,4R_{bun}$ | $R_{bt} = 0,5R_{bun}$ | -                                                                                                                    |
| Зминання<br>а) болти підвищеної точності (клас А)<br>б) болти нормальної і грубої точності (В і С) | $R_{bp}$       | -                                        | -                     | -                     | $R_{bp} = \left( 0,5 + 340 \frac{R_{un}}{E} \right) A$<br><br>$R_{bp} = \left( 0,5 + 280 \frac{R_{un}}{E} \right) A$ |

Крім з'єднань на звичайних болтах, у СНіП II-23-81 наводили розрахункові опори фундаментних (анкерних) болтів, а також вперше – механічні характеристики високоміцних болтів.

Рекомендації щодо граничних горизонтальних зміщень колон від дії кранів (табл. 7.19) перейшли у СНіП II-23-81 без змін з НіТУ 121-55 (табл. 7.4), де ці рекомендації адресували конструкціям будівель з важким режимом роботи.

Таблиця 7.19

**Граничні відносні відхилення колон на рівні верхнього поясу підкранових балок (СНіП II-23-81)**

| Напрямок горизонтального відхилення                                                       | Відносне відхилення колони (до висоти h) |                                                                                        |
|-------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|
|                                                                                           | у відкритих підкранових естакадах        | у будівлях і спорудах з кранами з кількістю циклів навантажень $2 \cdot 10^6$ і більше |
| Поперечний:<br>• при плоскій розрахунковій схемі<br>• при просторовій розрахунковій схемі | 1/4000<br>-                              | 1/2500<br>1/4000                                                                       |
| Поздовжній                                                                                | 1/4000                                   | 1/4000                                                                                 |

**Позначення:** h – висота колони від низу бази до головки рейки підкранової балки

**Пічугін С.Ф. ЕТАПИ РОЗВИТКУ ЗАГАЛЬНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

Наведені у СНиП II-23-81 рекомендації щодо граничних вертикальних прогинів згинальних елементів (табл. 7.20) непринципово відрізнялися від досить давніх нормативів НіТУ 121-55 (табл. 7.3). Відмітимо лише ув'язку граничних прогинів підкранових балок з режимом роботи кранів, виключення найбільш жорсткого обмеження прогинів підкранових балок ( $l/750$ ), включення нормативів граничних прогинів сталевих настилів та елементів фахверка.

Таблиця 7.20

**Граничні вертикальні прогини елементів сталевих конструкцій  
(СНиП II-23-81)**

| <i>№ з/п</i>                                                                                                                                                                                                                                                           | <i>Елементи конструкцій</i>                                                                                                                                                                                                                                                                         | <i>Відносні прогини елементів (до прольоту l)</i> |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------|
| 1                                                                                                                                                                                                                                                                      | <i>Балки і ферми кранових колій під крани:</i> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <i>легкого режиму роботи (включно ручні крани, тельфери і талі)</i></li> <li>• <i>середнього режиму</i></li> <li>• <i>важкого і дуже важкого режимів роботи</i></li> </ul>                                  | <br>$l/400$<br>$l/500$<br>$l/600$                 |
| 2                                                                                                                                                                                                                                                                      | <i>Балки робочих майданчиків виробничих будівель при наявності рейкових шляхів:</i> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <i>ширококоліїних</i></li> <li>• <i>вузькоколіїних</i></li> </ul>                                                                                                      | <br>$l/600$<br>$l/400$                            |
| 3                                                                                                                                                                                                                                                                      | <i>Балки робочих майданчиків виробничих будівель при відсутності рейкових шляхів та балки міжповерхових перекриттів:</i> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <i>головні балки</i></li> <li>• <i>інші балки і косоури сходів</i></li> <li>• <i>сталевий настил</i></li> </ul>                   | <br>$l/400$<br>$l/250$<br>$l/150$                 |
| 4                                                                                                                                                                                                                                                                      | <i>Балки і ферми покрить і горищних перекриттів:</i> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <i>несучих підвісне підйомно-транспортне або технологічне обладнання</i></li> <li>• <i>не несучих підвісне обладнання</i></li> <li>• <i>прогони</i></li> <li>• <i>профільований настил</i></li> </ul> | <br>$l/400$<br>$l/250$<br>$l/200$<br>$l/150$      |
| 5                                                                                                                                                                                                                                                                      | <i>Елементи фахверка:</i> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <i>ригелі</i></li> <li>• <i>прогони скління</i></li> </ul>                                                                                                                                                                       | <br>$l/300$<br>$l/200$                            |
| <p><b>Примітки:</b> 1. Для консолей слід приймати проліт <math>l</math>, рівний подвійному вильоту консолі. 2. При наявності штукатурки прогин балок перекриття тільки від короткочасного навантаження не повинен перевищувати <math>l/300</math> довжини прольоту</p> |                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                                                   |

У розділі СНиП II-23-81 «Додаткові вимоги щодо проектування житлових і громадських будівель і споруд» також наводяться нормативи граничних переміщень каркасних будівель. Зокрема, горизонтальні

**РОЗДІЛ 7. Етапи розвитку методу граничних станів  
(1950 – 1980 )**

відхилення верху каркасу будівлі від статичної складової нормативного вітрового навантаження (без урахування деформацій основи і жорсткості заповнення стін і перегородок) повинні бути не більше ніж 1/500 його висоти. У випадках, коли перегородки або елементи стінового огородження не враховують при розрахунку на міцність і стійкість, відносні горизонтальні відхилення каркасу у межах поверху від статичної складової нормативного вітрового навантаження не повинні перевищувати значення, наведені у *табл. 7.21*.

**Таблиця 7.21**  
**Граничні горизонтальні відхилення каркасів будівель**  
**(у межах поверху, СНиП II-23-81)**

| <i>№ з/п</i> | <i>Вид заповнення</i>                               | <i>Відносне горизонтальне відхилення (до висоти поверху)</i> |
|--------------|-----------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|
| 1            | <i>Гіпсобетонні перегородки</i>                     | <i>1/700</i>                                                 |
| 2            | <i>Цегляні стіни</i>                                | <i>1/500</i>                                                 |
| 3            | <i>Стіни з керамічних блоків або скла (вітражі)</i> | <i>1/1000</i>                                                |
| 4            | <i>Стіни, облицьовані природним камінням</i>        | <i>1/700</i>                                                 |
| 5            | <i>Стінові залізобетонні панелі</i>                 | <i>1/500</i>                                                 |

У 1988 р. норми проектування сталевих конструкцій були дещо змінені, у *скорегований варіант СНиП II-23-81\** були внесені, зокрема, наступні зміни окремих пунктів:

- підкреслено, що сталеві конструкції та їхній розрахунок повинні задовольняти вимогам не тільки вказаного вище стандарту СТ СЕВ 384-76, але й стандарту СТ СЕВ 3072-83 «Надійність будівельних конструкцій й основ. Конструкції сталеві. Основні положення з розрахунку»;

- розрахунковий опір на розтяг у напрямі товщини прокату збільшено, для чого у відповідній формулі (*табл. 7.15*) розрахунковий опір за межею текучості  $R_y$  було замінено на розрахунковий опір за межею міцності  $R_u$  ;

- скореговані у більший бік розрахункові опори болтових з'єднань на зминання, відповідні формули *табл. 7.18* були замінені:

- для болтів класу точності А на формулу  $R_{bp} = \left(0,6 + 410 \frac{R_{un}}{E}\right) R_{un}$  ;

- для болтів класів точності В і С на формулу  $R_{bp} = \left(0,6 + 340 \frac{R_{un}}{E}\right) R_{un}$  ;

**Пічугін С.Ф. ЕТАПИ РОЗВИТКУ ЗАГАЛЬНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

• нормативи граничних вертикальних прогинів і горизонтальних відхилень конструкцій (табл. 7.19 і 7.20) ув'язані з групами режимів роботи мостових кранів за ГОСТ 25546-82 (1К– 8К).

У 1989 р. вийшли *Доповнення до СНиП 2.01.07-85 – Розділ 10. «Прогини і переміщення»*, де нормування розрахунків конструкцій за другим граничним станом було суттєво розвинене.

Таблиця 7.22

**Вертикальні граничні прогини (витяг з розділу 10 СНиП 2.01.07-85)**

| <b>Елементи конструкцій</b>                                                                                                                                                                                                                                                                           | <b>Вимоги</b>                                            | <b>Вертикальні граничні прогини</b>                             | <b>Навантаження для визначення вертикальних прогинів</b>                                         |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Балки кранових колій під мостові і підвісні крани, що управляються:<br>- з підлоги, у т.ч. тельфери (талі)<br>- з кабіни при групах режимів роботи:<br>1К– 6К<br>7К<br>8К                                                                                                                             | Технологічні<br>Фізіологічні і технологічні              | 1/250<br><br>1/400<br>1/500<br>1/600                            | Від одного крана<br><br>Від одного крана<br>Від одного крана<br>Від одного крана                 |
| Балки, ферми, ригелі, прогони, плити, настили:<br>а) покрить і перекрить, відкритих для огляду, при прольоті $l$ , м:<br>$l < 1$<br>$l = 3$<br>$l = 6$<br>$l = 24(12)$<br>$l > 36(24)$<br>б) перекрить, на які діють навантаження від рейкового транспорту:<br>• вузькоколіїного<br>• ширококоліїного | Естетико-Психологічні<br><br>Фізіологічні і технологічні | 1/120<br>1/150<br>1/200<br>1/250<br>1/300<br><br>1/400<br>1/500 | Постійні і тривалі<br><br>Від одного складу вагонів (або однієї напольної машини) на одній колії |
| Плити перекрить, сходові марші та площадки, прогину яких не заважають суміжні елементи                                                                                                                                                                                                                | Фізіологічні                                             | 0,7 мм                                                          | Зосереджене навантаження 1 кН (100 кгс) в середині прольоту                                      |
| <b>Позначення:</b> цифри, вказані у дужках, слід приймати при висоті приміщень до 6 м; $l$ – розрахунковий проліт елемента конструкцій.                                                                                                                                                               |                                                          |                                                                 |                                                                                                  |

**РОЗДІЛ 7. Етапи розвитку методу граничних станів  
(1950 – 1980 )**

Були сформульовані загальні вимоги, які треба враховувати в цих розрахунках:

а) технологічні (забезпечення умов нормальної експлуатації технологічного та підйомно-транспортного обладнання, контрольно-вимірювальних приладів тощо);

б) конструктивні (забезпечення цілісності елементів конструкцій та стиків, що примикають один до одного; забезпечення заданих ухилів);

в) фізіологічні (запобігання шкідливих впливів і відчуття дискомфорту при коливаннях);

г) естетико-психологічні (забезпечення сприятливих вражень від зовнішнього вигляду конструкцій, запобігання відчуття небезпеки).

З урахуванням перелічених вимог у Розділ 10 було включено розгорнуту таблицю вертикальних граничних прогинів конструкцій з будь-яких матеріалів, дані якої частково вміщені в *табл. 7.22*, яка суттєво доповнює рекомендації попередніх норм проектування (*табл. 7.3*).

У розділі 10 вміщені також дані щодо граничних горизонтальних прогинів колон, балок і гальмівних конструкцій кранових колій (*табл. 7.23*), розширені у порівнянні з рекомендаціями попередніх норм (*табл. 7.4*).

**Таблиця 7.23**

**Граничні горизонтальні прогини колон і гальмівних конструкцій від кранових навантажень**

| <i>Групи режимів роботи кранів</i> | <i>Граничні прогини</i>                   |                                   |                                                                                                       |
|------------------------------------|-------------------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|                                    | <i>колон</i>                              |                                   | <i>балок кранових колій і гальмівних конструкцій будівель і кранових естакад (критих і відкритих)</i> |
|                                    | <i>будівель і критих кранових естакад</i> | <i>відкритих кранових естакад</i> |                                                                                                       |
| <i>1К–3К</i>                       | <i>h/500</i>                              | <i>h/1500</i>                     | <i>l/500</i>                                                                                          |
| <i>4К–6К</i>                       | <i>h/1000</i>                             | <i>h/2000</i>                     | <i>l/1000</i>                                                                                         |
| <i>7К–8К</i>                       | <i>h/2000</i>                             | <i>h/2500</i>                     | <i>l/2000</i>                                                                                         |

*Позначення: h – висота від верху фундаменту до головки кранової рейки; l – розрахунковий проліт елемента конструкції (балки)*

Розділ 10 розвинув нормування граничних горизонтальних переміщень каркасних будівель, обмежених виходячи з конструктивних міркувань (забезпечення цілісності заповнення каркасу стінами, перегородками, віконними та дверними елементами тощо) (*табл. 7.24*).

**Новий варіант СНіП II-23-81\* «Сталеві конструкції»** (третій за 80-ті роки) вийшов у 1990 р. і відрізнявся від попереднього варіанту головним чином поверненням до класів міцності сталей, на основі нового

**Пічугін С.Ф. ЕТАПИ РОЗВИТКУ ЗАГАЛЬНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

ГОСТ 27772-88. Відповідним чином були перероблені таблиці нормативних і розрахункових опорів сталей (табл. 7.25).

Таблиця 7.24

**Граничні горизонтальні переміщення каркасних будівель  
(розділ 10 СНіП2.01.07-85)**

| № з/п | Будівлі, стіни, перегородки                                                                                                                                                                      | Кріплення стін і перегородок до каркасу будівлі | Граничні переміщення $f_u$          |
|-------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------|-------------------------------------|
| 1     | Багатоповерхові будівлі                                                                                                                                                                          | Будь-яке                                        | $h_s/500$                           |
| 2     | Один поверх багатоповерхових будівель:<br>а) стіни і перегородки з цегли, гіпсобетону, залізобетонних панелей<br>б) стіни, облицьовані природним каменем, з керамічних блоків, зі скла (вітражі) | Податливе<br>Жорстке                            | $h_s/300$<br>$h_s/500$              |
|       |                                                                                                                                                                                                  | Жорстке                                         | $h_s/700$                           |
| 3     | Одноповерхові будівлі (із самонесучими стінами) з висотою поверху $h_{s,m}$ :<br>$h_s \leq 6$<br>$h_s = 15$<br>$h_s \geq 30$                                                                     | Податливе                                       | $h_s/150$<br>$h_s/200$<br>$h_s/300$ |

**Позначення:**  $h$  – висота багатоповерхової будівлі;  $h_s$  – висота поверху

Таблиця 7.25

**Нормативні і розрахункові опори при розтязі, стиску та згині прокату  
за ГОСТ 27772-88 для сталевих конструкцій будівель і споруд  
(витяг з табл. 51\* СНіП II-23-81\*)**

| Сталь | Товщина прокату, мм | Нормативний опір прокату, МПа           |          |           |          | Розрахунковий опір прокату, МПа         |       |           |       |
|-------|---------------------|-----------------------------------------|----------|-----------|----------|-----------------------------------------|-------|-----------|-------|
|       |                     | листового, широкорізного універсального |          | фасонного |          | листового, широкорізного універсального |       | фасонного |       |
|       |                     | $R_{уп}$                                | $R_{уп}$ | $R_{уп}$  | $R_{уп}$ | $R_y$                                   | $R_u$ | $R_y$     | $R_u$ |
| C235  | 2 - 20              | 235                                     | 360      | 235       | 360      | 230                                     | 350   | 230       | 350   |
| C245  | 2-20                | 245                                     | 370      | 245       | 370      | 240                                     | 360   | 240       | 360   |
| C255  | 10-20               | 245                                     | 370      | 245       | 370      | 240                                     | 360   | 240       | 360   |
| C275  | 10-20               | 265                                     | 370      | 275       | 380      | 260                                     | 360   | 270       | 370   |
| C285  | 10-20               | 265                                     | 380      | 275       | 390      | 260                                     | 370   | 270       | 380   |
| C345  | 10-20               | 325                                     | 470      | 325       | 470      | 315                                     | 460   | 315       | 460   |
| C375  | 10-20               | 355                                     | 490      | 355       | 490      | 345                                     | 480   | 345       | 480   |
| C390  | 4-50                | 390                                     | 540      | -         | -        | 380                                     | 530   | -         | -     |
| C440  | 4-30                | 440                                     | 590      | -         | -        | 430                                     | 575   | -         | -     |
| C590  | 10-36               | 540                                     | 635      | -         | -        | 515                                     | 605   | -         | -     |

Додатково було наведено перелік марок сталей, що замінялися класами сталей за ГОСТ 27772-88.

Ще однією суттєвою зміною СНиП II-23-81\* у порівнянні з варіантами попередніх норм було виключення з норм сталевих конструкцій нормативів прогинів і переміщень елементів конструкцій, які, як вказано вище, були включені у норми навантажень і впливів (розділ 10).

Норми СНиП II-23-81\* «Сталеві конструкції» (варіант 1990 р.) були останніми нормами проєктування металоконструкцій Радянського Союзу, після розпаду якого утворені на його теренах країни розробляли свої нормативні документи. Деякі з них базувалися на СНиП II-23-81\* «Сталеві конструкції», про що детально описано в монографії [37]. Україна пішла по шляху розроблення своєї власної нормативної бази, якій присвячено наступний розділ 8 книги.

### **Література до розділу 7**

1. Келдыш В.М. Некоторые вопросы метода предельных состояний / В.М. Келдыш, И.И. Гольденблат // *Материалы к теории расчета по предельному состоянию*. Вып. II. – Стройиздат, 1949. – С. 6 – 17.
2. Балдин В.А. Расчет строительных конструкций по предельным состояниям / В.А. Балдин, И.И. Гольденблат, В.М. Коченов, М.Я. Пильдиш, К.Э. Таль. Под ред. В.М. Келдыша. – М. – Л.: Госстройиздат, 1951. – 271 с.
3. Стрелецкий Н.С. К обсуждению вопроса о расчете конструкций по методу предельных состояний / Н.С.Стрелецкий, В.М. Келдыш, А.А. Гвоздев, Л.И. Онищик, И.И. Гольденблат, К.Н.Карташов, В.А. Балдин, К.Э. Таль // *Строительная промышленность*. – 1954. – №4. – С. 41 – 42.
4. Лопатто А.Э. Из истории развития строительных конструкций: *L, M, Q, N*. / А.Э. Лопатто. – К.: Будивельник, 1990. – 160 с.
5. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия / А.А. Гвоздев. – М.: Стройиздат, 1949. – 274 с.
6. Туркин В.С. Экспериментально-теоретическое исследование работы стальных неразрезных балок / В.С. Туркин // *Расчет металлических конструкций с учетом пластических деформаций: Сборник ЦНИПС*. – М., 1938. – С. 7 – 79.
7. Жудін М.П. Пластичні деформації в сталених конструкціях і основи розрахунку / М.П. Жудін // ВУАН. Інститут буд. мех. – Київ, 1935. – №6. – 218 с.
8. Патон Є.О. Опір зварних балок при пластичних деформаціях під повторним навантаженням / Є.О. Патон, Б.Н. Горбунов. – Київ, 1935.
9. Мельников Н.П. Практика применения метода расчета стальных конструкций по предельным состояниям / Н.П. Мельников // *Материалы Международного совещания по расчету строительных*

конструкций (Москва, декабрь 1958 г.). – М.: Госстройиздат, 1961. – С. 164 – 182.

10. Мельников Н.П. Практика расчета стальных конструкций по методу предельных состояний / Н.П. Мельников // Промышленное строительство. – 1959. – №2. – С. 39 – 44.

11. Стрелецкий Н.С. Анализ процесса разрушения упруго-пластической системы / Н.С. Стрелецкий // Инженерные конструкции: Сб. трудов МИСИ, №5. – М.: Стройиздат, 1947. – С. 68 – 115.

12. Кикин А.И. Особенности проектирования стальных конструкций зданий и сооружений заводов черной металлургии при учете условий эксплуатации: Автореф. дис...доктора тех. наук / А.И Кикин / МИСИ. – М., 1953. – 24 с.

13. Шапиро Г.А. Действительная работа стальных конструкций промышленных цехов / Г.А. Шапиро. – М.-Л.: Госстройиздат, 1952. – 287 с.

14. Шапиро Г.А. Работа заклепочных соединений стальных конструкций / Г.А.Шапиро. – М.: Стройвоенмориздат, 1949. –182 с.

15. Стрелецкий Н.С. Метод расчета конструкций зданий и сооружений по предельным состояниям, применяемый в СССР, и основные направления его развития / Н.С. Стрелецкий // Материалы Международного совещания по расчету строительных конструкций (Москва, декабрь 1958 г.). – М.: Госстройиздат, 1961. – С. 7 – 21.

16. Стрелецкий Н.С. К вопросу о переводе расчетов строительной физики на методику расчета по предельным состояниям / Н.С. Стрелецкий // Строительная промышленность. – 1954. – №1. – С. 37 – 39.

17. Ржаницын А.Р. Применение статистических методов в расчетах сооружений на прочность и безопасность / А.Р. Ржаницын // Строительная промышленность. – 1952. – №6. – С. 22 – 25.

18. Ржаницын А.Р. Необходимо совершенствовать нормы расчета строительных конструкций / А.Р. Ржаницын // Строительная промышленность. – 1957. – №8. – С.29 – 32.

19. Беляев Б.И. Статистический метод определения нормативных напряжений для стальных конструкций / Б.И.Беляев // Строительная промышленность. – 1954. – №3. – С. 32 – 37.

20. Беляев Б.И. Статистический метод расчета железобетонных конструкций / Б.И.Беляев // Строительная промышленность. – 1957. – №8. – С. 32 – 37.

21. Чувикин Г.М. Сопоставление СНиП II-V.3-62 с нормами зарубежных стран / Г.М. Чувикин // Материалы совещания по металлоконструкциям. – М.: Стройиздат, 1967. – С.8 – 12.

22. Соколовский И.И. Новые марки стали для строительных металлических сварных конструкций / И.И. Соколовский, П.Д. Одесский //

Материалы совещания по металлоконструкциям. – М.: Стройиздат, 1967. – С.22 – 26.

23. Флоров Р.С.Эффективность металлических конструкций из ванадийсодержащих сталей повышенной и высокой прочности / Р.С. Флоров, Б.Я. Володарский, Ю.В.Смирнягин // Материалы совещания по металлоконструкциям. – М.: Стройиздат, 1967. – С.27 – 32.

24. Таль К.Э. Пути дальнейшего совершенствования основных параметров запаса надежности сооружений / К.Э. Таль // Известия Академии строительства и архитектуры СССР. – 1962. – №4.– С. 64 –72.

25. Стрелецкий Н.С. Современное состояние вопроса расчета конструкций / Н.С. Стрелецкий // Известия вузов. Строительство и архитектура.– 1963. – № 1. – С. 3 – 11.

26. Шкинев А.Н. О нормах по расчету строительных конструкций / А.Н. Шкинев // Строительная механика и расчет сооружений. – 1967. – № 5.– С. 12 – 15.

27. Таль К.Э. О совершенствовании метода расчета строительных конструкций по предельным состояниям / К.Э. Таль // Строительная механика и расчет сооружений. – 1969. – № 4. – С. 57 – 60.

28. Дыховичный Ю.А. Некоторые выводы из многолетнего опыта применения СНиП / Ю.А. Дыховичный // Промышленное строительство. – 1970. – №2.– С. 18 – 19.

29. Беляев Б.И. Еще раз о статистическом методе расчета строительных конструкций / Б.И. Беляев // Промышленное строительство. – 1965. – № 11.– С. 25 – 30.

30. Ржаницын А.Р. Развитие в СССР вероятностных методов расчета сооружений / А.Р. Ржаницын // Строительная механика и расчет сооружений. – 1967. – №4.– С. 23 – 27.

31. Ржаницын А.Р. Экономический принцип расчета на безопасность / А.Р. Ржаницын // Строительная механика и расчет сооружений. – 1973. – №3.– С. 3 – 5.

32. Дыховичный Ю.А. О нормах проектирования строительных конструкций / Ю.А. Дыховичный// Строительная механика и расчет сооружений. – 1975. – № 3.– С. 73– 77.

33. Гвоздев А.А. О нормах проектирования строительных конструкций /А.А. Гвоздев //Строительная механика и расчет сооружений. – 1975. – № 6.– С. 49.

34. Отставнов В.А. Об основных направлениях совершенствования нормирования нагрузок и воздействий / В.А. Отставнов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1975. – № 4.– С. 73– 75.

35. Шкинев А.Н. К 25-летию метода расчета оснований и конструкций по предельным состояниям / А.Н. Шкинев // Строительная механика и расчет сооружений. – 1980. – № 1.– С. 3 – 7.

36. Балдин В.А. Основные положения расчета стальных конструкций по предельным состояниям / В.А. Балдин, Г.Е. Бельский // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1980. – №11. – С. 3 – 21.

37. Перельмутер А.В. Основы метода расчетных предельных состояний / А.В. Перельмутер, О.В. Кабанцев, С.Ф. Пичугин/ – М.: Изд-во СКАД СОФТ, Изд-во АСВ, 2019. – 240 с.

## **РОЗДІЛ 8 РОЗВИТОК УКРАЇНСЬКИХ НОРМ ПРОЄКТУВАННЯ (ВІД 1990 Р. ДО ТЕПЕРІШНЬОГО ЧАСУ)**

*Математика, подібно до жорна, перемелює те, що під нього засипають, і як, засипавши лободу, ви не отримаєте тищеняного борошна, так, обписавши цілі сторінки формулами, ви не отримаєте істини з неправдивих передумов.*  
**Британський натураліст і філософ Томас Гекслі (1825 - 1895)**

### **8.1. Перші підготовчі кроки**

Роботу українських фахівців щодо складання будівельних норм почали ще раніше 1990 р. Про це згадує у своїх автобіографічно-професійних нотатках «Жили-були» [1] активний ідеолог і організатор процесу створення національної нормативної бази доктор технічних наук Анатолій Вікторович Перельмутер, з яким автора книги поєднують роки дружнього спілкування і співробітництва. За його участю УкрНДІПроекстальконструкція разом з Харківським ПромбунДІ-Проектом підготували проєкт норм щодо підготовки вихідних даних до проєктування в умовах реконструкції, який було необґрунтовано відхилено Держбудом СРСР, який вважав, що такий документ не потрібен, мовляв, можна обмежитися рівнем посібників, рекомендацій, інструкцій тощо.

Крім того, під керівництвом ЦНДІБК було виконано всю підготовчу роботу і створено проєкт СНиП «Сталеві конструкції» (замість СНиП П-23-81). А.В. Перельмутер приймав тут участь у складанні розділу з проєктування в умовах реконструкції, а також у розробленні нового підходу до класифікації конструкцій, заснованого на врахуванні параметрів режиму експлуатації і оцінюванні відповідальності елементів конструкцій [2]. Розпад Радянського Союзу і наступна ліквідація Держбуду СРСР, де розглядався цей проєкт, обірвали його долю.

Незалежній Україні слід було визначити концепцію створення нормативної бази в будівництві, і фахівці науково-дослідних і проєктних інститутів та ведучих вищих навчальних закладів будівельного профілю прийняли участь в її розробленні і почали активно готувати норми України [3 – 8].

Перша робота у цьому напрямі, виконана в 1995 р. інститутом Укрндіпроектальконструкція (керівник розробки А.В. Перельмутер) разом з Асоціацією ЕРКОН (з участю автора книги), була направлена на створення державних будівельних норм «Оцінка технічного стану сталевих конструкцій будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації», в основу

яких лягли наробки попередніх років. Після довгих розглядів і узгоджень ці норми були затверджені як ДБН 362-92.

Як вважав А.В. Перельмутер, уся історія проходження і затвердження ДБН 362-92 показала, що існувала дуже серйозна проблема рівня компетентності чиновників Держбуду України того часу. Цей орган успадкував людей і традиції Держбуду УРСР, а той ніколи не приймав самостійних рішень, і працівники Держбуду боялися це робити. У зв'язку з цим процедуру розгляду нормативних документів гальмували численними експертизами і узгодженнями, при цьому чиновники прагнули до повної одноголосності всіх експертів, що практично недосяжно. Хочеться сподіватися, що за роки, що минули, ситуація у цій важливій сфері змінилася на краще.

Досвід підготовки перших і наступних будівельних норм на протязі багатьох років дозволив А.В. Перельмутеру – справжньому генератору ідей будівельного нормування – виявити особливості і сформулювати основоположні моменти нормотворчості (далі цитата з [1]).

«...Я хотів би зупинитися на деяких загальних питаннях. Справа в тому, що розроблення нормативних документів у будівництві стало досить звичайною діяльністю широкого кола фахівців. При цьому таку роботу часто виконують цілком професійно зі змістовної точки зору, але не аналізують і не обговорюють з більш загальних позицій, що збіднює її й принижує як самостійний вид науково-технічної творчості.

Вдосконалення нормативних вимог пов'язане з усвідомленням наступних принципів фактів:

а) норми, як і будівельна механіка або комп'ютерна техніка, є лише інструментами в руках інженера. Всі ці інструменти, навіть ретельно складені і відпрацьовані, не можуть гарантувати створення високоякісного (у технічному, економічному та інших відношеннях) об'єкту, і відповідальність за правильне використання вказаних інструментів цілком покладається на інженера;

б) норми можуть встановлювати лише мінімально необхідну межу надійності, перетинати яку вважається неприпустимим. Замовник може (самостійно або з підказки проєктувальника) лише підвищити вимоги щодо надійності. Зворотнє неприпустимо, оскільки існує невстановлене коло «третьох осіб», які могли б при цьому понести збитки, і від імені яких виступає орган державного управління, котрий затверджує норми;

в) норми встановлюють межу тих малоймовірних подій, впливом яких допускають знехтувати (межа відбору подій за ймовірністю). Суспільство не може собі дозволити витрачувати свої ресурси на захист від цих подій (наприклад, збудувати підземний перехід під кожним міським перехрестям). Таким чином, завжди існує можливість пропуску помилки або появи інших «ненормативних» ситуацій. Не декларуючи прийняття прямих захисних дій по відношенню до такої можливості і не

вимагаючи прямої реакції на них, норми повинні вказати саме на цю можливість (в нормах безпеки АЕС її визначають як за проектну аварію) і вказати на необхідність планування дій персоналу у випадку реалізації такої ситуації (локалізація наслідків, евакуація і т.п.);

г) повсюдна «переможна хода» методу розрахункових граничних станів призвела до того, що залишають практично невивченою поведінку конструкцій у звичайному (не граничному) експлуатаційному режимі. Контроль інженера за перехідною зоною від нормального до граничного режиму навантаження виявився втраченим. Не можна проектувати «хвору» конструкцію, тому я глибоко переконаний в тому, що принаймні по відношенню до сталевих конструкцій в режимі звичайної експлуатації (наприклад, за дії нормативних навантажень) необхідно передбачати, як правило, пружну роботу. Слова «як правило» зв'язані з тим, що існують системи, в яких пластична робота починається дуже рано, хоча вона обмежується мікрооб'ємами (наприклад, зони крайового ефекту або місця концентрації напружень)».

## **8.2. Розробка основ забезпечення надійності конструкцій.**

Цій важливій задачі були присвячені *ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ»*. Проходження цього принципового документу було також важким, навіть драматичним. Як згадує керівник його розробки А.В. Перельмутер у 2004 р. [1], проект ДБН пройшов рецензування у багатьох організаціях, одержав їхню підтримку і ухвалення, але негативна думка всього тільки однієї співробітниці Держбуду повністю загальмувала процес. Кілька років проект цього нормативного документу не затверджували, але й не відхиляли. Деякі положення цих завислих у повітрі норм вдалося включити в Державний стандарт «Безпека промислових підприємств. Основні положення і вимоги», інші – в проект норм з навантажень і впливів, але в цілому цікава і важлива робота виявилася загубленою чиновниками. Це положення було виправлено у 2009 р., коли нарешті ДБН В.1.2-14-2009 були затверджені і введені.

Розробку ДБН В.1.2-14-2009 виконували під керівництвом ВАТ УкрНДІПроектстальконструкція імені В.М Шимановського (науковий керівник А.В. Перельмутер) за участю ДНІБК, Інституту інженерно-технічних і екологічних вишукувань, Національного транспортного університету, Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка і НВТ СКАД Софт.

ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ» – це важливий керівний документ, на основі якого почали

розробляти будівельні норми, стандарти та інші документи з проєктування, будівництва, реконструкції та експлуатації будівельних об'єктів. Як показали подальші роки, ці одні з перших українських Норм відіграли і продовжують відігравати важливу роль у забезпеченні уніфікації підходів до питань надійності та безпеки в різноманітних нормативних документах. Важливо, що при розробленні Норм було враховано основні положення Європейських нормативних документів: ENV 1991-1:1994 Eurocode – Basis of structural design (Основи проєктування конструкцій) та ISO 2394:1994 General principles on reliability of structures (Загальні принципи забезпечення надійності). Цим було покладено початок зближення українських національних норм з європейською будівельною нормативною базою, закладено основи нормування надійності будівельних конструкцій.

Українські норми ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ» суттєво і глибоко розвинули основні засади методики розрахунку за граничними станами, зокрема щодо коефіцієнту відповідальності. Були вперше введені класи наслідків (відповідальності) будівель і споруд (СС1, СС2, СС3) і категорії відповідальності конструкцій (А, Б, В) з відповідною диференціацією коефіцієнту відповідальності. Про це більш детально викладено в розділі 11 книги.

***Розвиток положень методики граничних станів.*** У ДБН В.1.2-14-2009 було дещо змінено формулювання поняття ***граничного стану*** – це стан, за якого подальша експлуатація будівельного об'єкта недопустима, пов'язана з труднощами або недоцільна.

Було відмічено, що граничні стани визначають межу між допустимими і недопустимими (позаграничними) станами конструкцій. Перехід через граничний стан відповідає відмові конструкції, самі граничні стани вважають при цьому допустимими. Як і раніше, граничні стани поділяють на дві групи, які у свою чергу можуть мати підгрупи. Як показано нижче, перелік граничних станів було дещо розширено і уточнено.

*Перша група* містить граничні стани, перехід через які призводить до повної непридатності будівельного об'єкта (конструкції, елемента, основи) до експлуатації і для яких позаграничними станами (новий термін) можуть бути:

- руйнування будь-якого характеру (в'язке, крихке, в результаті втомлюваності);
- втрата стійкості форми;
- втрата стійкості положення;
- перехід у змінну систему;
- якісна зміна конфігурації;

**РОЗДІЛ 8. Розвиток українських норм проектування  
(від 1990 до теперішнього часу)**

---

- інші явища, за яких виникає потреба у припиненні експлуатації (наприклад, виникнення перфорації стінки ємкості з токсичними речовинами або надмірні переміщення основи за умов просадок чи спучування ґрунтів).

Граничні стани цієї групи можуть бути пов'язані з порушенням вимог збереження цілісності чи можливості існування об'єкта або з недотриманням вимог безпеки для людей і довкілля.

*Друга група* включає граничні стани, які ускладнюють нормальну експлуатацію будівельного об'єкта або зменшують його довговічність порівняно зі встановленим терміном експлуатації і для яких поза граничними станами є:

- надмірні переміщення або повороти деяких точок конструкції;
- недопустимі коливання (надмірні значення амплітуди, частоти, швидкості, прискорення);
- утворення та розкриття тріщин, досягнення ними гранично-допустимих значень розкриття чи довжини;
- втрата стійкості форми у вигляді локального деформування;
- пошкодження від корозії чи інших видів фізичного зношення, які призводять до необхідності обмеження експлуатації внаслідок зменшення терміну експлуатації об'єкта.

Граничні стани цієї групи можуть бути пов'язані з порушенням вимог щодо використання об'єкта без обмежень, порушенням вимог щодо рівня комфорту, зручностей персоналу, вимог до зовнішнього вигляду конструкцій або з недотриманням вимог щодо можливості розвитку і модернізації об'єкта з точки зору його призначення.

Слід враховувати, що в різних розрахункових ситуаціях ті ж самі граничні стани можуть мати різні наслідки, соціальні втрати та економічні збитки. Тому у розрахунках конструкцій слід розглядати такі *типи розрахункових ситуацій*:

- усталені, для яких характерна тривалість реалізації  $T_{sit}$  того ж порядку, що й встановлений термін експлуатації будівельного об'єкта  $T_{ef}$  (наприклад, період експлуатації між двома капітальними ремонтами або змінами технологічного процесу);
- перехідні, для яких характерна тривалість реалізації  $T_{sit}$  невелика порівняно з встановленим терміном експлуатації  $T_{ef}$  (наприклад, період зведення об'єкта, капітального ремонту, реконструкції);
- аварійні, для яких характерна мала ймовірність появи  $P_{sit}$  і, як правило, невелика тривалість реалізації  $T_{sit} \ll T_{ef}$ , але які є досить важливими з точки зору наслідків можливих відмов (наприклад, ситуації, які виникають під час вибухів, пожеж, аварій обладнання, зіткнень транспортних засобів, а також безпосередньо після відмови будь-якого елемента конструкції).

**Розвиток нормування навантажень.** У загальних нормах ДБН В.1.2-14-2009 суттєво змінено опис і класифікація навантажень, зокрема, розшифровано терміни «впливи» і «навантаження».

*Вплив* – це будь-яка причина, в результаті якої в конструкції змінюються внутрішні напруження, деформації або інші параметри стану

*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.

Подалі будемо використовувати об'єднаний термін – навантаження.

Залежно від причини виникнення навантаження поділяють на:

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

- *епізодичні*, які реалізуються 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 поділяють 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 наблизитися до встановленого терміну експлуатації  $T_{ef}$  будівельного об'єкта;

- *короткочасні*, які реалізуються багато разів протягом терміну експлуатації споруди і для яких тривалість дії значно менша за  $T_{ef}$  ( $T_d \ll T_{ef}$ ) 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.

Навантаження залежно від реакції конструкції поділяються на:

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

**РОЗДІЛ 8. Розвиток українських норм проектування  
(від 1990 до теперішнього часу)**

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

Використаний у наведених вище співвідношеннях встановлений термін експлуатації будівель або споруд  $T_{ef}$  – це календарна тривалість експлуатації об'єкта, за досягнення якої його подальше застосування за призначенням допускають лише після спеціального підтвердження працездатності. Цей важливий часовий параметр визначають при проектуванні та узгоджують замовником на підставі техніко-економічних розрахунків з урахуванням умов і режиму експлуатації. Якщо виконати вказані техніко-економічні розрахунки неможливо, встановлений термін експлуатації допускають визначати за даними *табл 8.1*.

**Таблиця 8.1**  
**Встановлений термін експлуатації будівель і споруд**

| <i>Найменування</i>                                                        | <i>Орієнтовне значення встановленого терміну експлуатації <math>T_{ef}</math> років</i> |
|----------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------|
| <b><i>Будівлі:</i></b>                                                     |                                                                                         |
| <i>житлові та громадські</i>                                               | 100                                                                                     |
| <i>виробничі та допоміжні</i>                                              | 60                                                                                      |
| <i>складські</i>                                                           | 60                                                                                      |
| <i>сільськогосподарські</i>                                                | 50                                                                                      |
| <i>мобільні збірно-розбірні (у тому числі промислові, житлові та інші)</i> | 20                                                                                      |
| <i>мобільні контейнерні</i>                                                | 15                                                                                      |
| <b><i>Інженерні споруди:</i></b>                                           |                                                                                         |
| <i>мости, в залежності від типу</i>                                        | 80-100                                                                                  |
| <i>греблі</i>                                                              | 120                                                                                     |
| <i>тунелі</i>                                                              | 120                                                                                     |
| <i>резервуари для води</i>                                                 | 80                                                                                      |
| <i>резервуари для нафти і нафтопродуктів</i>                               | 40                                                                                      |
| <i>резервуари для хімічної промисловості</i>                               | 30                                                                                      |
| <i>смісні конструкції для сипких матеріалів</i>                            | 20-30                                                                                   |
| <i>бапти і цогли, в залежності від призначення</i>                         | 20-40                                                                                   |
| <i>димові труби</i>                                                        | 30                                                                                      |
| <i>тепліці</i>                                                             | 30                                                                                      |

**Регламентування значень навантажень.** Нормами проектування ДБНВ.1.2-14-2009 вперше встановлено кілька значень навантажень.

*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 може бути встановлено 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 використовують у перевірці 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; його використовують, як правило, у перевірці граничних станів першої групи, вихід за межі яких еквівалентний повній втраті працездатності конструкції.

3. *Циклічне розрахункове значення* – значення навантаження, яке використовують у розрахунках конструкцій на витривалість і визначають як гармонійний процес, еквівалентний за результуючою дією реальному випадковому процесу змінного навантаження.

4. *Квазіпостійне розрахункове значення* – значення навантаження, яке використовують у врахуванні реологічних процесів, що відбуваються під дією змінних навантажень, і визначають як рівень постійного впливу, еквівалентного за результуючою дією до фактичного випадкового процесу навантаження.

*Розрахункові значення постійних навантажень.* Експлуатаційні розрахункові значення постійних навантажень  $G_{de}$  приймають 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 під час проведення натурних обстежень.

Граничне розрахункове значення постійного навантаження  $G_{dm}$  встановлюють 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.

*Розрахункові значення змінних навантажень.* Експлуатаційне розрахункове значення змінного навантаження  $Q_{de}$  встановлюють таким, щоб можлива дія навантаження більшої інтенсивності в середньому не перевищувала заданого значення протягом частки часу  $\eta$  (наприклад, 2%), яку встановлюють з умов ефективного використання конструкції за функціональним призначенням.

**РОЗДІЛ 8. Розвиток українських норм проектування  
(від 1990 до теперішнього часу)**

---

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

Граничне розрахункове значення змінного навантаження  $Q_{dm}$  визначають з умови його неперевикнення протягом заданого часу  $T$  з заданою ймовірністю  $P_O$ . Як правило, в якості  $T$  вибирають встановлений термін експлуатації  $T_{ef}$ , а ймовірність  $P_O$  приймають 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  $T$ .

*Схематизовані розрахункові значення навантажень  $Q_{di}$*  встановлюють 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) встановлюють схематизоване *квазіпостійне* розрахункове значення  $Q_{di}(t) = Q_{dis}$ , а для врахування явища втомлюваності – схематизоване *циклічне* розрахункове значення у вигляді гармонічного закону з характерною частотою  $\omega_{di}$ . Величину  $Q_{di}$  визначають з умови еквівалентності результатів розрахунку на дію реального процесу навантаження  $Q_d(t)$  і на дію навантаження з ідеалізованою залежністю від часу.

*Розрахункове значення аварійного навантаження.* Граничне значення цього навантаження  $U_{dm}$  встановлюють аналогічно  $Q_{dm}$ ; за необхідності з іншою ймовірністю неперевикнення  $P_U(T_{ef})$  встановленого терміну експлуатації. Поряд зі значенням  $U_{dm}$  в нормах навантажень і впливів встановлюють середню періодичність появи такого навантаження або ймовірність його реалізації протягом терміну  $T_{ef}$ .

*Ймовірнісний опис навантажень.* Вперше в нормативному документі було вказано, що для ймовірнісного опису процесу навантаження змінним впливом можна використовувати 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. У ДБНВ.1.2-14-2009 також вперше наведено рекомендований ймовірнісний розрахунок надійності конструкцій.

Конкретну ймовірнісну модель для нормування кожного впливу вибирають 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.

За визначення розрахункових значень навантажень і впливів на конструкції, які експлуатуються, враховують встановлені в результаті натурних обстежень фактичні значення необхідних параметрів, результати

**Пічугін С.Ф. ЕТАПИ РОЗВИТКУ ЗАГАЛЬНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

метеорологічних спостережень конкретного району будівництва, а також дані щодо навантажень і впливів на конструкцію, яка розглядається, одержані в результаті експериментально-статистичних досліджень.

*Застосування розрахункових значень навантажень.* Прийнята в нормах ДБНВ.1.2-14-2009 нова 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 з *табл. 8.2*. Буквами вказано перелічені тут типи розрахунків, для виконання яких використовуються ті чи інші види розрахункових значень.

**Таблиця 8.2**

**Використання видів навантажень за типом розрахунку**

| <i>Розрахункове значення</i> | <i>Види навантажень</i> |                |                     | <i>Епізодичні</i> |
|------------------------------|-------------------------|----------------|---------------------|-------------------|
|                              | <i>Постійні</i>         | <i>Основні</i> |                     |                   |
|                              |                         | <i>Тривалі</i> | <i>Короткочасні</i> |                   |
| <i>Експлуатаційне</i>        | <i>б, г</i>             | <i>б</i>       | <i>б</i>            | <i>а</i>          |
| <i>Граничне</i>              | <i>а</i>                | <i>а</i>       | <i>а</i>            |                   |
| <i>Циклічне</i>              |                         | <i>в</i>       |                     |                   |
| <i>Квазіпостійне</i>         |                         | <i>г</i>       |                     |                   |

*Граничні стани першої групи.* У перевірці граничних станів першої групи враховують 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 встановлюють залежно від призначення та експлуатаційних вимог до конструкції, яка розглядається:

**РОЗДІЛ 8. Розвиток українських норм проектування  
(від 1990 до теперішнього часу)**

---

- якщо вихід за граничний стан другої групи може бути допущено один раз за  $T_e$  років, то використовують експлуатаційні розрахункові значення  $Q_{dc}$  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 допущено протягом визначеної частки встановленого терміну експлуатації конструкції  $T_{ef}$ , то у розрахунку використовують експлуатаційні розрахункові значення  $Q_{dc}$  постійних навантажень, а також експлуатаційні розрахункові значення  $Q_{de}(\eta)$  змінних основних навантажень, що відповідають цій частці  $\eta$ .

Характер перевірки, а також значення  $T$  і  $\eta$  встановлюють норми 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 відрізьку часу, характерному для режиму експлуатації даної конструкції. Частку встановленого строку служби  $\eta$  можуть призначати, виходячи з необхідного коефіцієнта готовності або інших експлуатаційних параметрів.

**Нормування сполучення навантажень і впливів.** На відміну від попередніх норм, ДБН В.1.2-14-2009 і норми навантажень регламентували сполучення навантажень двох типів:

- *основні*, що використовують у перевірці надійності в ustalених та в перехідних розрахункових ситуаціях;
- *аварійні*, що використовують у перевірці надійності в аварійних розрахункових ситуаціях.

В основних сполученнях, що включають постійні та не менш ніж два змінні навантаження, останні приймають з коефіцієнтом сполучень  $\psi_1 = 0,95$  для тривалих навантажень і  $\psi_2 = 0,90$  для короткочасних навантажень.

В аварійних сполученнях, що включають постійні та не менш ніж два змінні навантаження, останні приймають з коефіцієнтом сполучень  $\psi_1 = 0,95$  для тривалих навантажень і  $\psi_2 = 0,80$  для короткочасних навантажень. Саме аварійне навантаження приймають з коефіцієнтом сполучень  $\psi_1 = 1,00$ .

Було залишено альтернативний варіант щодо основних сполучень за врахування трьох і більше короткочасних навантажень, коли їхні розрахункові значення допускали множити на коефіцієнт сполучення  $\psi_2$ , який приймали для першого (за ступенем впливу) короткочасного навантаження – 1,0, для другого – 0,8, для решти – 0,6.

*Аварійне сполучення впливів.* Розгляд аварійних ситуацій потребував роз'яснення нових понять, які було введено в базовий нормативний документ ДБН В.1.2-14-2009. Таким поняттям є *проектні аварії (ПА)*, для яких проектом повинне бути передбачено спеціальні засоби активного управління і захисту. Їх перелік і основні параметри (пожежне навантаження, сила вибуху, рівень затоплення при повені тощо) визначають спеціальними нормами на підставі зіставлення можливих соціальних втрат і матеріальних збитків із необхідними для їх запобігання засобами.

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

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

За розроблення спеціальних норм і визначення параметрів ПА та ММК розглядають 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. Рекомендують також розробляти і аналізувати сценарії розвитку аварій.

Залежно від категорії конструкцій і елементів повинно бути забезпечено вимоги до функціонування в аварійних ситуаціях і заходи щодо безпеки відповідно до *табл.8.3*. При цьому проектну аварію розглядають 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.

**РОЗДІЛ 8. Розвиток українських норм проектування  
(від 1990 до теперішнього часу)**

**Таблиця 8.3**

**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.*

Після майже 10-річного проміжку часу дані норми були перероблені і вийшли як **ДБН В.1.2.-14:2018 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд»**. Склад виконавців, який залишили без змін, очолив В.М. Гордєєв. Оскільки попередні норми витримали випробування часом, новий варіант ДБН базували на їхній концептуальній основі і він не містив нових радикальних положень. Однак, на відміну від розпливчатого визначення у попередніх ДБН, тут було чітко визначено сферу застосування, яку розповсюджують на вишукування, проектування, будівництво та ліквідацію. З норм було виключено розділ «Контроль та нагляд» (проти чого заперечували деякі фахівці) та додаток з орієнтовним переліком об'єктів за класами наслідків (перенесеним у ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013) У ДБН В.1.2.-14:2018 включено додаток «Прогнозування можливих аварійних ситуацій, складання сценарію розвитку аварій і оцінка ризику виникнення збитків» і підсилено увагу до живучості конструкцій, яка сформулювали по-іншому як «властивість конструкції протистояти таким подіям, як пожежа, вибух, удар або результат людських помилок, без виникнення пошкоджень, непропорційних по відношенню до причини, що викликала пошкодження».

**8.3. Нові норми ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи»**

Розробку цих норм виконували під керівництвом ВАТ УкрНДІПроектстальконструкція імені В.М Шимановського (керівник А.В. Перельмутер) за участю Донбаської Національної академії будівництва та архітектури, Полтавського Національного технічного

університету імені Юрія Кондратюка (за участю автора книги) та Науково-виробничого товариства СКАД СОФТ.

Ці норми відповідають методологічним засадам ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ». Внаслідок цього вони принципово відрізняються від попередніх норм СНиП 2.01.07-85 «Навантаження і впливи».

Зокрема, у зв'язку зі зміною нормування тривалої частини деяких змінних навантажень було упорядковано перелік змінних тривалих навантажень, до якого було включено:

- навантаження від людей і худоби, обладнання на перекриттях житлових, громадських та сільськогосподарських будівель з квазіпостійними розрахунковими значеннями;
- вертикальні навантаження від мостових та підвісних кранів з квазіпостійними розрахунковими значеннями;
- снігові навантаження з квазіпостійними розрахунковими значеннями;
- температурні кліматичні навантаження з квазіпостійними розрахунковими значеннями.

Перелік змінних короткочасних навантажень, який залишили без змін, доповнено вказівкою щодо використання граничних або експлуатаційних значень цих навантажень.

Радикальні зміни нормування окремих навантажень, внесені на основі положень ДБН В.1.2-14-2009, детально описані в інших розділах книги.

Підготовка цих норм наштовхнула на думку про написання книги, присвяченої опису навантажень та впливів на конструкції будівель та споруд. Задля реалізації цього задуму А.В. Перельмутер створив невеликий авторський колектив зацікавлених фахівців, які мали певні напрацювання в галузі навантажень, і в 2005 р. перша капітальна колективна монографія, присвячена навантаженням та впливам на будівлі та споруди, вийшла друком [8]. У передмові було наголошено на актуальності видання: «Автори так і змогли зрозуміти, чому така книга не була написана раніше, хоча її необхідність є абсолютно очевидною. Недостатня увага до поставленої проблеми також загальновідома. Так, у процесі професійної підготовки інженера-будівельника нічого не йдеться про навантаження та впливи на будівельні конструкції. Точніше, вони вважаються звідкись відомими, хоча їх властивості та особливості формування не описують. Це тим більше дивно, що в основній нерівності методу розрахункових граничних станів, де несуча здатність конструкції зіставляється з навантажувальним ефектом, обидві його частини однаково важливі. Але одній з них присвячено помітну частину курсів сталевих, залізобетонних або дерев'яних конструкцій, а іншу сором'язливо обходять

стороною. Результатом цього є слабе знання властивостей, методів визначення та способів регулювання навантажень». Книга користується великою популярністю, вона витримала чотири видання і стала справжнім бестселером, який активно замовляється в Інтернеті, вона удостоєна медалі імені академіка М.С.Будникова, заснованої Академією будівництва України.

#### **8.4. ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції».**

Розробку цих норм виконували під керівництвом ВАТ УкрНДІПроектстальконструкція імені В.М Шимановського (керівник В. Адріанов) за участю Інституту електрозварювання імені Є.О. Патона, ведучих ВНЗ (включно Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка (Пічугін С.Ф.) і виробничих будівельних організацій.

ДБН В.2.6-198:2014 принципово не відрізнялися від попередніх норм проектування сталевих конструкцій СНиП II-23-81. Пояснення цього дав учасник розробки ДБН А.В. Перельмутер «Довгою та простою була історія роботи з нормами проектування сталевих конструкцій. Ці норми були в основному підготовлені ще за радянських часів, але за розвалу Союзу вони не були затверджені. Далі було підготовлено проект норм України, в якому використовували згадане напрацювання, але міністерство ухвалило рішення, що норми мають бути присвячені не лише проектуванню, а й виготовленню та монтажу конструкцій. А потім пішли дискусії щодо форми цього нормативного документа. Справа в тому, що було прийняте важливе рішення щодо орієнтування на Єврокоди, і норми проектування залізобетонних, кам'яних та дерев'яних конструкцій розробляли в НДІБК вже в іншому стилі. Вони містили лише основні положення, і відсутність багатьох необхідних деталей робила їх непридатними для практичного використання без додаткових документів типу стандартів-керівництв. Оскільки ДБН (державні будівельні норми) є нормативним актом обов'язкового застосування, то наявність у ньому поряд із вимогами та описом деяких деталей, що належать до методів виконання таких вимог, є в принципі небажаною. Однак без цих деталей нічого не можна зробити, і випуск ДБН без посібників, які його супроводжують, стає в деякому сенсі порожньою формальністю» [1].

Формат нормативних перевірочних формул було змінено з метою наближення до комп'ютерних розрахунків, внаслідок чого основна умова неруйнівності конструкції з урахуванням введених у норми змін набула наступного вигляду:

$$\frac{N}{\Phi} = \frac{\gamma_n \gamma_m \sum F_{0i} \gamma_{fi} \psi_i \alpha_i}{AR_n \gamma_c} \leq 1, \quad (8.1)$$

де  $F_{ог}$  – характеристичне значення навантаження;

$R_n$  – характеристичний опір сталі.

Інші позначення залишилися без змін, як у попередніх нормах (див. пояснення до формули (7.19)).

У ДБН В.2.6-198:2014 було розширено перелік марок сталей для будівельних конструкцій, згідно з національними стандартами ДСТУ EN10025-1...6.

Основною відмінністю перших українських норм сталевих конструкцій була детально розроблена процедура вибору сталі для конструкцій.

Для цього слід було враховувати:

- клас відповідальності будівель і споруд згідно з ДБН В.1.2-14-2009;

- призначення конструкцій та елементів;
- можливі наслідки досягнення граничних станів;
- характер діючих напружень (статичне, динамічне) та їх рівень;
- вид напруженого стану (одноосьовий, плоский чи об'ємний, розтяг або стиск);

- наявність зварних з'єднань (рівень залишкових напружень, ступінь концентрації напружень, властивості сталі в зоні зварювання);

- ступінь агресивності впливів;

- товщину прокату;

- особливості конструктивної форми і технології виготовлення (концентратори напружень, гільйотинне різання, наклеп тощо);

- кліматичний район будівництва і розрахункову температуру експлуатації.

Залежно від призначення конструкцій і можливих наслідків при досягненні ними граничних станів було введено три категорії конструкцій та їх елементів за призначенням:

А – конструкції та елементи, досягнення граничних станів яких може призвести до повної неприцездатності до експлуатації будівлі чи споруди в цілому або його значної частини;

Б – конструкції та елементи, досягнення граничних станів яких може призвести до ускладнення нормальної експлуатації будівель і споруд внаслідок недопустимих прогинів або переміщень;

В – допоміжні конструкції та елементи, досягнення граничних станів яких не призводить до порушення експлуатаційних вимог, що висуваються до несучих конструкцій.

Залежно від можливості та причин досягнення граничних станів, а також виходячи з умов руйнування від утомленості чи крихкого

**РОЗДІЛ 8. Розвиток українських норм проектування  
(від 1990 до теперішнього часу)**

руйнування, розрізнялися три категорії конструкцій та їх елементів за напруженим станом:

I – конструкції та елементи, досягнення граничних станів яких можливе в результаті безпосереднього впливу динамічного, рухомого чи вібраційного навантаження;

II – конструкції та елементи, досягнення граничних станів яких можливе лише при поєднанні несприятливих чинників (динамічного чи вібраційного навантаження, концентраторів напружень, зон напружень розтягу тощо);

III – конструкції та елементи, руйнування від утомленості чи крихке руйнування яких неможливе через відсутність несприятливих чинників або через їх незначний вплив.

Перелік конструкцій та елементів із вказівкою категорій за призначенням і за напруженим станом наведено в додатку А ДБН В.2.6-198:2014. Фрагмент цієї таблиці наведено нижче в *табл. 8.4*.

**Таблиця 8.4  
Категорії конструкцій за призначенням і за напруженим станом  
та групи конструкцій (фрагмент табл. А.1 ДБН В.2.6-198:2014)**

| <i>Конструкція і елемент</i>                                                                                                                                                       | <i>Категорія</i>             |                                           |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------|-------------------------------------------|
|                                                                                                                                                                                    | <i>за призна-<br/>ченням</i> | <i>за<br/>напруже-<br/>ним<br/>станом</i> |
| <i>5. Конструкції покриття:</i>                                                                                                                                                    |                              |                                           |
| <i>а) ферми, ригелі та інші елементи, що підлягають<br/>безпосередній дії динамічних навантажень від<br/>технологічного чи транспортного устаткування</i>                          | <i>A</i>                     | <i>I</i>                                  |
| <i>б) те саме при статичному навантаженні</i>                                                                                                                                      | <i>A</i>                     | <i>II</i>                                 |
| <i>в) вузлові фасонки</i>                                                                                                                                                          | <i>A</i>                     | <i>II</i>                                 |
| <i>г) ліхтарні панелі, щити покрівлі, прогони,<br/>горизонтальні торцеві в'язі в рівні покрівлі,<br/>поздовжні в'язі при кроці колон, що є більшим за<br/>кроку кроквяних ферм</i> | <i>B</i>                     | <i>II</i>                                 |
| <i>д) інші в'язі</i>                                                                                                                                                               | <i>B</i>                     | <i>III</i>                                |

Залежно від категорії конструкцій за призначенням і за напруженим станом, а також від інших чинників, наведених у *табл. 8.4*, конструкції та елементи поділяють на чотири групи.

Групи конструкцій слід приймати залежно від показника групи  $S$ , який дорівнює сумі балів показників окремих чинників  $S_{tot} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5$ , які приймають згідно з *табл. 8.5*.

- група I при  $S_{tot} > 26$ ;

**Пічугін С.Ф. ЕТАПИ РОЗВИТКУ ЗАГАЛЬНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

- група 2 при  $23 \leq S_{tot} \leq 26$ ;
- група 3 при  $19 \leq S_{tot} \leq 22$ ;
- група 4 при  $S_{tot} \leq 18$ .

Таблиця 8.5

Показники груп конструкцій (табл. А.2 ДБН В.2.6-198:2014)

| Чинник                                                                                                                                                                                                                                                                                                        | Познака | Характеристика  | Показник, балів |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------|-----------------|-----------------|
| Клас (категорія) відповідальності                                                                                                                                                                                                                                                                             | $S_1$   | ССЗ<br>СС2, СС1 | 4<br>0          |
| Категорія за призначенням                                                                                                                                                                                                                                                                                     | $S_2$   | А<br>Б<br>В     | 11<br>4<br>1    |
| Категорія за напруженим станом                                                                                                                                                                                                                                                                                | $S_3$   | I<br>II<br>III  | 8<br>5<br>1     |
| Наявність розтягувальних напружень від розрахункового навантаження                                                                                                                                                                                                                                            | $S_4$   | є<br>немає      | 7<br>2          |
| Несприятливий вплив зварних з'єднань                                                                                                                                                                                                                                                                          | $S_5$   | є<br>немає      | 6<br>2          |
| <i>Примітка.</i> Несприятливий вплив зварних з'єднань слід враховувати, якщо, вони розташовані у місцях дії значних розрахункових розтягувальних напружень ( $\sigma > 0,3R_v$ ; $\sigma > 0,3R_{wz}$ або в місцях, де міцність зварного з'єднання визначає придатність до експлуатації конструкції в цілому. |         |                 |                 |

Вибір сталей для груп конструкцій передписано виконувати згідно з рекомендаціями табл. Г1 додатка Г ДБН В.2.6-198:2014.

### 8.5. Рух до Єврокоду

**Закон України «Про будівельні норми».** За станом на 2010 р. в Україні були чинними близько 1300 нормативних документів державного рівня, з них близько половини залишили від колишнього Радянського Союзу, причому всього 10 відсотків склали державні будівельні норми. Стало очевидним, що застаріла нормативна база будівництва вимагала масштабного перегляду. Це питання було поставлено на найвищому державному рівні і було сформульовано у Законі України «Про будівельні норми»(1704-17), підписаним 5.11.2009 р. Президентом України В. Ющенко. Цей Закон визначив основні напрями розвитку нормативного забезпечення будівництва в Україні на наступні роки.

Закон проголосив: «Будівлі і споруди у цілому та їх окремі частини повинні бути придатними для використання за призначенням з урахуванням, зокрема, безпеки для здоров'я людей, які задіяні протягом усього життєвого циклу споруди. При належному технічному

**РОЗДІЛ 8. Розвиток українських норм проектування  
(від 1990 до теперішнього часу)**

---

обслуговуванні будівлі і споруди мають відповідати основним вимогам протягом їх економічно обґрунтованого строку експлуатації». Виділимо тут як основну функцію будівельних об'єктів «придатність для використання за призначенням» і прив'язку вимог до строку експлуатації, тобто врахування фактору часу і певну асоціацію с методом граничних станів.

Ця асоціація ще більше прослідковується в частині Закону, де сформульовано основні вимоги до будівельних об'єктів, першою із яких є забезпечення механічного опору та стійкості – будівлі і споруди повинні бути запроектовані і побудовані таким чином, щоб навантаження, що діятимуть на них під час будівництва і експлуатації, не призводили до:

- руйнування всієї будівлі або споруди, або її частини;
- значної деформації, що перевищує гранично допустимий ступінь;
- пошкодження інших частин будівлі або споруди, елементів прислання або встановленого обладнання внаслідок значних деформацій несучих конструкцій;
- пошкодження внаслідок події у ступені, що не відповідає першопричині.

Можна бачити тут за суттю і за формою чіткі критерії граничних станів першої і другої груп.

Закон доповнює наведений перелік також вимогами забезпечення пожежної безпеки; гігієни, здоров'я та захисту довкілля; безпеки і доступності під час експлуатації; захисту від шуму та вібрації; енергозбереження та енергоефективності; сталого використання природних ресурсів, включно – довговічності будівель і споруд.

Закон регламентує наступні методи нормування у будівництві:

- параметричний метод – спосіб встановлення вимог до об'єкта нормування у будівництві, який передбачає визначення цілей та/або параметрів безпеки, функціональності та якості об'єкта нормування у будівництві (критеріїв, вимог до експлуатаційної характеристики та/або її показників);
- розпорядчий метод – спосіб встановлення вимог до об'єкта нормування у будівництві, який передбачає поелементний опис об'єкта нормування у будівництві (рішення, конструкції, матеріалів, що не передбачають альтернатив);
- цільовий метод – спосіб встановлення вимог до об'єкта нормування у будівництві, який передбачає визначення цілей та конкретних критеріїв оцінки технічних характеристик об'єкта нормування у будівництві.

Перевага надається параметричному та цільовому методам нормування у будівництві

Важливим положенням Закону «Про будівельні норми» було визначення порядку функціонування норм Європейського Союзу (Єврокоду) на території України: «Для забезпечення гармонізації нормативної бази України з нормативною базою Європейського Союзу встановлюється період одночасної дії будівельних норм, розроблених на основі національних технологічних традицій, та будівельних норм, гармонізованих з нормативними документами Європейського Союзу».

*Концепція реалізації державної політики з нормативного забезпечення будівництва в Україні на період до 2015 року* (схвалена розпорядженням Кабінету Міністрів України 14.07.2010 р №1436-р). Як один із етапів реалізації вказаного Закону, ця Концепція мала за мету визначення принципів, засад і механізмів реалізації державної політики з нормативного забезпечення будівництва.

Слід підкреслити, що для досягнення поставленої мети першим було поставлено завдання забезпечення надійності та безпеки експлуатації будівель і споруд.

За результатами аналізу вітчизняного та міжнародного досвіду, Концепцією було чітко встановлено, що нормативна база з питань будівництва повинна складатися з:

- нормативно-правових актів Верховної Ради України, Президента України та Кабінету Міністрів України;
- нормативних актів технічного характеру (державних будівельних норм, галузевих будівельних норм);
- нормативних документів (стандартів, технічних умов).

Серед очікуваних результатів виконання Концепції, з урахуванням теми даного розділу книги, можна виділити:

- поширення нормативної бази з питань будівництва на період життєвого циклу споруд;
- гармонізацію нормативної бази з питань будівництва та процедури оцінки відповідності будівельних виробів з нормативною базою та процедурами, що діють у технічно розвинутих країнах (регіонах);
- адаптацію державних будівельних норм до нормативної бази Європейського Союзу та гармонізацію національних нормативних документів у будівництві із зазначеною базою.

Було заплановано, що реалізація цієї Концепції дасть, зокрема, змогу:

- запровадити систему державних будівельних норм та стандартів, що діятимуть до завершення гармонізації нормативної бази з питань будівництва з нормативною базою Європейського Союзу;
- збільшити кількість стандартів, гармонізованих із стандартами Європейського Союзу.

**РОЗДІЛ 8. Розвиток українських норм проектування  
(від 1990 до теперішнього часу)**

---

Прийнята 23.05.2011 р. постанова Кабінету Міністрів України №547 роз'яснила порядок механізм одночасної дії двох варіантів нормативних документів перехідного періоду:

- будівельних норм, гармонізованих з нормативними документами ЄС, – державних будівельних норм, що встановлюють вимоги проектування будівельних конструкцій, прийняті на підставі національних стандартів, приведені у відповідність із стандартами ЄС;
- будівельних норм, розроблених на основі національних технологічних традицій, – державних будівельних норм, що встановлюють вимоги щодо проектування будівельних конструкцій і споруд відповідно до національних традиційних наукових здобутків.

Для проектування об'єктів замовник разом з проектувальником може застосовувати будівельні норми, розроблені на основі національних технологічних традицій, або будівельні норми, гармонізовані з нормативними документами ЄС, що обумовлюється в завданні на проектування.

Період одночасної дії обох варіантів будівельних норм було встановлено з дати набрання чинності ДБН А.1.1-94:2010 «Проектування будівельних конструкцій за Єврокодами. Основні положення», тобто з 1.07.2013 р.

***ДБН А.1.1-94:2010 «Проектування будівельних конструкцій за Єврокодами. Основні положення».*** Затвердження цього узагальнюючого нормативного документу упорядкувало складну і об'ємну роботу щодо входу Єврокодів у вітчизняний нормативний простір. Єврокоди (ENEurocodes) – це комплект європейських стандартів з проектування конструкцій будівель і споруд, який розроблений Європейським комітетом зі стандартизації (CEN) на основі угоди з Комісією європейської спільноти. Єврокоди розповсюджують на проектування залізобетонних, металевих, сталезалізобетонних, кам'яних, дерев'яних, алюмінієвих конструкцій, проектування при дії всіх видів навантажень, у тому числі сейсмічного і при пожежі, а також геотехнічне проектування.

Комплект Єврокодів містить 10 стандартів, причому кожен з яких складається з декількох частин, в яких відображені особливості проектування таких конструкцій, як мости, бункери, резервуари, проектування при навантаженнях, що діють при пожежі тощо. Повний склад комплексу Єврокодів, що включає в себе 58 стандартів, наведено в ДБН А.1.1-94:2010.

Саме цими Нормами було наказано керуватися при розробленні національних стандартів України, що імплементують Єврокоди (позначення – ДСТУ-Н Б EN), включаючи Національний додаток, і призначення параметрів, що визначають на національному рівні.

У ДБН А.1.1-94:2010 «Проектування будівельних конструкцій за Єврокодами. Основні положення» чітко прописано важливу процедуру імплементації частин Єврокодів, яка повинна включати такі основні етапи:

- прийняття частини Єврокоду у вигляді ДСТУ-Н Б EN як ідентичного стандарту (IDT) з національним титульним аркушем та національним вступом;
- розроблення, прийняття і видання окремим документом у вигляді зміни до ДСТУ-Н Національного додатка до відповідної частини Єврокоду, що містить параметри, які визначаються на національному рівні;
- перевірка і адаптація ДСТУ-Н Б EN, що імплементує частину Єврокоду, разом з Національним додатком і параметрами, що визначаються на національному рівні; коригування, за необхідності, параметрів, що визначаються на національному рівні;
- перегляд ДСТУ-Н Б EN із внесенням необхідних змін і прийняття його з Національним додатком з остаточно призначеними параметрами, які визначаються на національному рівні; Національний додаток видається також окремим документом;
- одночасна дія ДСТУ-Н Б EN, що імплементує відповідну частину Єврокоду (пакет1 частин Єврокодів) з державними будівельними нормами (ДБН, СНиП).

Національний додаток до ДСТУ-Н Б EN, що імплементує частину Єврокоду, має обов'язковий статус, спочатку приймається як зміна до ДСТУ-Н Б EN, після його перегляду включається до нього і, крім того, видається окремим документом.

Національний додаток має містити безпосередньо або шляхом посилання на певні положення інформацію щодо тих параметрів, що залишені в частині Єврокоду *відкритими для національного вибору*, або параметри, що визначаються на національному рівні, тобто:

- значення та/або класи, альтернативи для яких наведені в частині Єврокоду;
- значення, які мають використовуватися, якщо в частині Єврокоду наведений тільки символ;
- географічні, кліматичні та інші дані, наприклад, карти районування снігового покриву та вітрового тиску, які відображають відповідні умови України;
- процедура, яка має використовуватися, якщо в частині Єврокоду наведені альтернативні процедури.

## **РОЗДІЛ 8. Розвиток українських норм проектування (від 1990 до теперішнього часу)**

---

Національний додаток не може змінювати зміст тексту частини Єврокоду жодним чином, крім випадків, коли додаток вказує, що національний вибір може бути зроблений шляхом параметрів, що визначаються на національному рівні.

### **8.6. Розроблення Національних додатків до Єврокодів**

На основі розглянутих вище офіційних документів на протязі 2013 року розгорнули масштабну роботу з розроблення проектів змін до національних стандартів, гармонізованих з європейськими нормативними документами на проектування будівельних конструкцій. Міністерством регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства (Мінрегіоном) України було прийнято наказ «Про затвердження Переліку розробок на створення науково-технічної продукції з нормування і стандартизації у сфері будівництва та житлової політики на 2013 рік за бюджетною програмою (КПКВК 2751030)». Цим наказом Мінрегіон України затвердив список організацій, залучених у розроблення національних додатків до Єврокодів: ДНДІБК, УІСК, Будконструкція, СКАД-СОФТ і кілька ВНЗ: НТУ, ПДАБА, ДонНАБА і Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка (з участю автора книги). Було складено масштабну програму виконання цієї важливої роботи (59 пунктів), яка була розрахована на 2013 рік і фінансувалася з державного бюджету. Виконання програми організував і контролював Департамент технічного регулювання та науково-технічного розвитку Мінрегіону України (директор Д.В. Барзилович). Нижче описуються основні пункти національних додатків до Єврокодів, розроблених з участю фахівців ПолтНТУ.

***Зміна № 2ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 «Єврокод. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT)».*** Документ було підготовлено під керівництвом д.т.н. Перельмутера А.В. (СКАД-СОФТ) д.т.н. Клімовим Ю.А. (Будконструкція); д.т.н. Пічугіним С.Ф., д.т.н. Махінком (ПолтНТУ); Адріановим В.П, Кордуном О.І. (УІСК).

Базовий нормативний документ EN 1990 встановлює принципи та вимоги до безпеки, експлуатаційної придатності та довговічності конструкцій, описує основи їх проектування та перевірки, а також дає керівні вказівки, які відносяться до аспектів конструктивної надійності.

Зміна №2 доповнила ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 наступними структурними елементами:

**Пічугін С.Ф. ЕТАПИ РОЗВИТКУ ЗАГАЛЬНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

- «Додаток НА Перелік міжнародних (МС) і європейських стандартів (ЄС), на які є посилання у ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 та відповідних нормативних документів України (НД)»;
- «Додаток НБ Національний додаток до ДСТУ-Н Б EN 1990:2008»;
- «Додаток НВ Орієнтовний перелік об'єктів за класами наслідків (відповідальності)»;
- «Додаток НГ Ймовірнісний розрахунок надійності»;
- «Додаток НД Бібліографія».

Національний вибір дозволено в ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 через положення, що містяться у 9 пунктах. Відповідно до цього Національний додаток НБ починається зі зміни частини значень індикативних проектних термінів експлуатації будинків і споруд, що будуються на території України. Ці зміни, виділені жирним шрифтом у Табл. НБ.2.1, стосуються споруд, що експлуатуються у сильно агресивному середовищі, і огорожувальних конструкцій. Інші терміни служби цієї таблиці відповідають ДСТУ Н Б В.1.2-13:2008 (EN 1990:2002, IDN).

**Таблиця НБ.2.1 – Індикативний проектний термін експлуатації**

| <i>Категорії<br/>проектного<br/>терміну<br/>служби</i>                                                                                                                      | <i>Індикативний<br/>проектний<br/>термін служби<br/>(роки)</i> | <i>Приклади</i>                                                                                                                                                                                     |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1                                                                                                                                                                           | 10                                                             | <i>Тимчасові споруди</i>                                                                                                                                                                            |
| 2                                                                                                                                                                           | 10-25                                                          | <i>Змінні частини споруди, наприклад, підкранові балки, деякі опори</i>                                                                                                                             |
| 3                                                                                                                                                                           | <b>Не менш ніж 25</b>                                          | <b><i>Споруди, що експлуатуються у сильно агресивному середовищі (резервуари і трубопроводи нафтопереробної, газової та хімічної промисловості, споруди в умовах морського середовища тощо)</i></b> |
| 3                                                                                                                                                                           | 15-30                                                          | <i>Сільсько-господарчі та подібні</i>                                                                                                                                                               |
| 4                                                                                                                                                                           | 50                                                             | <i>Будівельні конструкції та інші конструкції загального призначення в звичайних умовах експлуатації</i>                                                                                            |
| 5                                                                                                                                                                           | 100                                                            | <i>Моументальні будівельні структури, мости та інші цивільні інженерні конструкції</i>                                                                                                              |
| <b><i>Примітка:</i></b> При відповідному обґрунтуванні терміни експлуатації огорожувальних конструкцій можуть прийматися меншими, чим строки експлуатації споруди у цілому. |                                                                |                                                                                                                                                                                                     |

**РОЗДІЛ 8. Розвиток українських норм проектування  
(від 1990 до теперішнього часу)**

У Національний додаток також включені значення коефіцієнтів сполучення  $\psi$  для будівель та споруд, що будуються на території України (табл. НБ.2.2). Позначення коефіцієнтів:  $\psi_0$  – коефіцієнт для комбінаційної величини перемінної дії;  $\psi_1$  – коефіцієнт для частоті величини перемінної дії;  $\psi_2$  – коефіцієнт для квазіпостійної величини перемінної дії. Вони відрізняються від даних ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 підвищеним значенням  $\psi_2 = 0,35$  (замість 0,30) для житлових і офісних приміщень. Внесено також зміни коефіцієнтів сполучення для снігового навантаження, для яких ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 дає кілька можливих значень:  $\psi_0 = 0,6$  як середнє значення для європейських країн,  $\psi_1 = 0,5$  аналогічно більшості країн Європи і дещо збільшений коефіцієнт  $\psi_2 = 0,3$  (замість 0,2) з урахуванням національного нормативу квазіпостійного снігового навантаження.

**Таблиця НБ.2.2. Величини коефіцієнтів  $\psi$  для будівель та споруд**

| <i>Навантаження, впливи</i>                                                  | <i>Значення</i>            |                            |                            |
|------------------------------------------------------------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
|                                                                              | <i><math>\psi_0</math></i> | <i><math>\psi_1</math></i> | <i><math>\psi_2</math></i> |
| <i>Прикладені навантаження на будівлі, категорії (дивитися EN 1991-1-1):</i> |                            |                            |                            |
| <i>Категорія А: житлові приміщення</i>                                       | 0,7                        | 0,5                        | 0,35                       |
| <i>Категорія В: офісні приміщення</i>                                        | 0,7                        | 0,5                        | 0,35                       |
| <i>Категорія С: приміщення, де можливо скупчення людей</i>                   | 0,7                        | 0,7                        | 0,6                        |
| <i>Категорія D: торгівельні площі</i>                                        | 0,7                        | 0,7                        | 0,6                        |
| <i>Категорія Е: складські приміщення</i>                                     | 1,0                        | 0,9                        | 0,8                        |
| <i>Категорія F: проїзна частина для транспортного засобу з вагою:</i>        |                            |                            |                            |
| <i>а) не більше ніж 30 кН</i>                                                | 0,7                        | 0,7                        | 0,6                        |
| <i>б) більше 30кН але не перевищує 160 кН</i>                                | 0,7                        | 0,5                        | 0,3                        |
| <i>Категорія Н: дахи, покрівля<sup>а)</sup></i>                              | 0,7                        | 0                          | 0                          |
| <i>Снігові навантаження на будівлях *</i>                                    | <b>0,6</b>                 | <b>0,5</b>                 | <b>0,3</b>                 |
| <i>Вітрове навантаження на будівлі *</i>                                     | 0,6                        | 0,2                        | 0                          |
| <i>Температура (без пожежі) в будівлях</i>                                   | 0,6                        | 0,5                        | 0                          |

<sup>а)</sup> Дивитися також ДСТУ-Н EN 1991-1-1, пункт 3.3.2(1)

Національний вибір допускає визначення параметрів розрахункових комбінацій дій для перевірки граничних станів за несучою здатністю у постійних та перехідних розрахункових ситуаціях. Для цього у Національний додаток було імплементовано три можливих комплекти розрахункових величин дій.

**Пічугін С.Ф. ЕТАПИ РОЗВИТКУ ЗАГАЛЬНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

Комплект А (EQU) – для перевірки статичної рівноваги, який базувався на загальній комбінації дій (6.10) ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 наступного вигляду

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}.$$

Тут  $G_{kj}$  – характеристичне значення постійної дії;

$\gamma_{G,j}$  – частковий коефіцієнт для постійної дії;

$G_{kj,sup} / G_{kj,inf}$  – верхнє/нижнє характеристичне значення постійної дії  $j$ ;

$P$  – репрезентативне значення дії попереднього напруження;

$\gamma_P$  – частковий коефіцієнт для дії попереднього напруження;

$Q_{k,1}$  – характеристичне значення провідної перемінної дії;

$\gamma_{Q,1}$  – частковий коефіцієнт для провідної перемінної дії;

$Q_{k,i}$  – характеристичне значення супутньої перемінної дії;

$\gamma_{Q,i}$  – частковий коефіцієнт для перемінної дії;

$\psi_{0,i}$  – коефіцієнт для комбінаційної величини перемінної дії;

"+" – має на увазі «послання з...»;

$\sum$  – має на увазі «спільний ефект або вплив».

Для визначення розрахункових величин дій Комплекту А у Національний додаток (табл. НБ.2.3) було уведено наступні значення часткових коефіцієнтів  $\gamma$ :

- для постійних дій –  $\gamma_{G,j,sup} = 1,1$ ;  $\gamma_{G,j,inf} = 0,9$  – рекомендовані Єврокодом значення;
- для провідної перемінної –  $\gamma_{Q,1} = 1,5$  (1,4) – рекомендоване Єврокодом значення (значення у дужках – рекомендація ПолтНТУ);
- для супутніх перемінних дій –  $\gamma_{Q,i} = 1,4$  – рекомендація ПолтНТУ.

**Таблиця НБ.2.3 - Розрахункові величини дій (EQU) (Комплект А)**

| Постійні та перехідні розрахункові ситуації | Постійні дії     |                  | Провідна перемінна дія (*)              | Супутні перемінні дії                         |
|---------------------------------------------|------------------|------------------|-----------------------------------------|-----------------------------------------------|
|                                             | Несприятлива     | Сприятлива       |                                         |                                               |
| (відповідає (6.10))                         | $1,1 G_{kj,sup}$ | $0,9 G_{kj,inf}$ | $1,5(1,4) Q_{k,1}$<br>(0 де сприятлива) | $1,4 \psi_{0,i} Q_{k,i}$<br>(0 де сприятлива) |

(\*) Перемінні дії - дії, розглянуті в Таблиці А 1.1

**РОЗДІЛ 8. Розвиток українських норм проектування  
(від 1990 до теперішнього часу)**

Комплект В (STR/GEO) – для розрахунку конструктивних елементів (без геотехнічних дій), який базувався на загальній комбінації дій (6.10a) і (6.10b) ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 наступного вигляду

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}. \quad (6.10a), (6.10b)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}.$$

Тут  $\xi$  – коефіцієнт зменшення для несприятливих постійних дій  $G$ .

Для визначення розрахункових величин дій Комплекту В у Національний додаток (табл. НБ.2.4) було введено наступні значення часткових коефіцієнтів  $\gamma$  :

- для постійних дій  $-\gamma_{G,j,\text{sup}} = 1,35$  та  $1,15$  (1,2) ;  $\gamma_{G,j,\text{inf}} = 1,0$  – рекомендовані Єврокодом значення (цифра у дужках – рекомендація ПолтНТУ);
- для провідної перемінної -  $\gamma_{Q,1} = 1,5$  (1,4) – рекомендоване Єврокодом значення (значення у дужках – рекомендація ПолтНТУ);
- для супутніх перемінних дій -  $\gamma_{Q,i} = 1,5$  (1,4) - рекомендоване Єврокодом значення (значення у дужках – рекомендація ПолтНТУ).

**Таблиця НБ.2.4 - Розрахункові величини дій (STR/GEO) (Комплект В)**

| Постійні та перехідні розрахункові ситуації | Постійні дії                  |                         | Провідна перемінна дія | Супутні перемінні дії (*) |                               |
|---------------------------------------------|-------------------------------|-------------------------|------------------------|---------------------------|-------------------------------|
|                                             | Несприятлива                  | Сприятлива              | Дія                    | Головні                   | Інші                          |
| Відповідає (6.10a)                          | $1,35 G_{kj,\text{sup}}$      | $1,0 G_{kj,\text{inf}}$ |                        | $1,5 \psi_{0,1} Q_{k,1}$  | $1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$      |
| Відповідає (6.10b)                          | $1,15(1,2) G_{kj,\text{sup}}$ | $1,0 G_{kj,\text{inf}}$ | $1,5(1,4) Q_{k,1}$     |                           | $1,5(1,4) \psi_{0,i} Q_{k,i}$ |

(\*) Перемінні дії - ті, що розглянуті в Таблиці А 1.1

Комплект С (STR/GEO) – для розрахунку конструктивних елементів (фундаменти, палі, підвальні стіни тощо), включно з геотехнічними діями та опором ґрунту, який базувався на загальній комбінації дій (6.10) ДСТУ-Н Б EN 1990:2008.

**Пічугін С.Ф. ЕТАПИ РОЗВИТКУ ЗАГАЛЬНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

Для визначення розрахункових величин дій Комплекту С у Національний додаток (табл. НБ.2.5) було введено наступні значення часткових коефіцієнтів  $\gamma$  :

- для постійних дій  $-\gamma_{G,j,\text{sup}} = 1,0$ ;  $\gamma_{G,j,\text{inf}} = 1,0$  – рекомендовані Єврокодом значення;
- для провідної перемінної -  $\gamma_{Q,1} = 1,3$  – рекомендоване Єврокодом значення;
- для супутніх перемінних дій -  $\gamma_{Q,i} = 1,3$  - рекомендоване Єврокодом значення.

**Таблиця НБ.2.5 - Розрахункові величини дій (Комплект С)**

| Постійна та перехідна розрахункова ситуація             | Постійні дії           |                        | Провідна перемінна дія (*) | Супутні перемінні дії (*) |
|---------------------------------------------------------|------------------------|------------------------|----------------------------|---------------------------|
|                                                         | Несприятлива           | Сприятлива             |                            |                           |
| Відповідає (6.10)                                       | $1,0G_{kj,\text{sup}}$ | $1,0G_{kj,\text{inf}}$ | $1,3Q_{k,1}$               | $1,3\psi_{0,i}Q_{k,i}$    |
| (*) Перемінні дії - такі, що розглянуті в Таблиці А 1.1 |                        |                        |                            |                           |

Випадкові та сейсмічні комбінації дій формалізували у ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 у формулах (6.11b) і (6.12b):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " A_d " + " (\psi_{1,1} \text{ or } \psi_{2,1}) Q_{k,1} " + " \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \cdot \quad (6.11b)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} " + " P " + " A_{Ed} " + " \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \cdot \quad (6.12b)$$

- де  $A_d$  – розрахункова величина випадкової дії;  
 $A_{Ek}$  – характеристичне значення сейсмічної дії;  
 $A_{Ed}$  – розрахункова величина сейсмічної дії.

Національний додаток, у відповідності з ДСТУ-Н Б EN 1990:2008, у наведених формулах прийняв значення всіх часткових коефіцієнтів такими, що дорівнюють 1,0 (табл. НБ А 1.3).

**РОЗДІЛ 8. Розвиток українських норм проектування  
(від 1990 до теперішнього часу)**

**Таблиця НБ А 1.3 – Розрахункові величини дій у випадкових та сейсмічних розрахункових ситуаціях**

| Розрахункова ситуація                   | Постійні дії |              | Провідна випадкова або сейсмічна дія | Супутні перемінні дії (**) |                     |
|-----------------------------------------|--------------|--------------|--------------------------------------|----------------------------|---------------------|
|                                         | Несприятлива | Сприятлива   |                                      | Головні (за наявності)     | Інші                |
| Випадкова (*)<br>(відповідає (6.11a/b)) | $G_{kj,sup}$ | $G_{kj,inf}$ | $A_d$                                | $\psi_{11}Q_{k1}$          | $\psi_{2,i}Q_{k,i}$ |
| Сейсмічна<br>(відповідає (6.12a/b))     | $G_{kj,sup}$ | $G_{kj,inf}$ | $\gamma_I A_{EK}$ або $A_{Ed}$       | $\psi_{2,i}Q_{k,i}$        |                     |

(\*) Перемінні дії - це такі, що розглянуті в таблиці А 1.1.

У пункті НБ.2.10 Національного додатку сформульовано критерії експлуатаційної придатності, близькі до відповідного розділу ДСТУ-Н Б EN 1990:2008, виходячи з таких вимог:

а) технологічних (забезпечення умов нормальної експлуатації технологічного і підйомно-транспортного устаткування, контрольно-вимірювальних приладів тощо);

б) конструкційних (забезпечення цілісності елементів конструкцій, що примикають один до одного, і їхніх стиків, забезпечення заданих ухилів);

в) фізіологічних (запобігання шкідливим впливам і відчуттям дискомфорту при коливаннях);

г) естетико-психологічних (забезпечення сприятливих вражень від зовнішнього вигляду конструкцій, запобігання відчуттю небезпеки).

Кожна з зазначених вимог повинна бути виконана при розрахунку незалежно від інших.

У цей пункт Національного додатку включено взяті із ДСТУ Б В.1.2-3:2006 «Прогини і переміщення. Вимоги проектування» *табл. НБ.2.6.* – Вертикальні граничні прогини елементів конструкцій і *табл. НБ.2.8* – Горизонтальні граничні переміщення.

У склад даного Національного додатку включено наступні інформаційні додатки:

- НД 3.1 Класи наслідків. З метою диференціації надійності, класи наслідків будинків і споруд (СС) встановлюються за вказівками розділу 5.1 ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ» (включений відповідний текст ДСТУ);

- НД 3.2 Класи наслідків. Окремим елементам споруд надаються категорії відповідальності за вказівками розділу 5.2.ДБН В.1.2-14-2009 (включений відповідний текст ДСТУ).

- НД 3.3 Диференціація завдяки заходам, які мають відношення до часткових коефіцієнтів. Як шлях реалізації диференціації надійності замість коефіцієнтів  $K_{FI}$  використовуються коефіцієнти надійності за відповідальністю  $\gamma_n$ , значення котрих приймаються згідно вказівок розділу 7.6.4 ДБН В.1.2-14-2009.

В заключення Зміни 2 наведено Додаток НГ (довідковий) «Ймовірнісний розрахунок надійності», перенесений з ДБН В.1.2-14-2009, в який були включені нароби автора книги [8].

***Зміна № 1 ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3:2010 «Єврокод 1. Навантаження на споруди. Частина 1-1. Основні навантаження. Снігові навантаження (EN 1991-1-3:2003, ІДТ)».*** Документ було підготовлено під керівництвом д.т.н. Перельмутера А.В. викладачами ПолтНТУ д.т.н. Пічугіним С.Ф., д.т.н. Махіньком, к.т.н. Дрижируком Ю.В.

ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3:2010 складається із шести розділів та додатків:

- Розділ 1. Загальні положення (3).
- Розділ 2. Класифікація навантажень (2).
- Розділ 3. Розрахункові ситуації (2).
- Розділ 4. Снігове навантаження на ґрунт (4).
- Розділ 5. Снігове навантаження на покриття (12).
- Розділ 6. Локальні ефекти (3).

У дужках вказано кількість пунктів, для яких дозволено національний вибір.

В якості вихідного положення до Національного додатку було включено вітчизняну формулу для визначення коефіцієнта  $C_{alt}$ , що враховує висоту розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря  $H$  (у кілометрах) у випадку, коли ця висота більша ніж 500 м

$$C_{alt} = 1,4H + 0,3 \text{ (при } H \geq 0,5 \text{ км).}$$

Наведену формулу використовують для об'єктів, розташованих у гірській місцевості, вона дає орієнтовне значення в запас надійності. При наявності результатів снігомірних зйомок, проведених у зоні будівельного майданчика, характеристичне значення снігового навантаження визначають шляхом статистичного оброблення даних снігомірних зйомок і при цьому приймають  $C_{alt}=1$ .

## **РОЗДІЛ 8. Розвиток українських норм проектування (від 1990 до теперішнього часу)**

Єврокод EN 1991-1-3:2010 використовує поняття «надзвичайне снігове навантаження на ґрунт», тобто навантаження від снігового покриву на землю, що є результатом снігопаду, який має виключно низьку вірогідність появи. При цьому надзвичайні снігові навантаження можна розглядати як випадкові навантаження в залежності від географічного положення. Зважаючи на особливості українського снігового клімату і повноту статистичної бази національних снігових норм, було зроблено висновок, включений у Національний додаток, що на території України допускається враховувати нормальні умови, при яких відсутні надзвичайні снігопади. Однак було залишено «снігове навантаження, викликане надзвичайними наметами», яке характеризується навантаженням від шару снігу на покриття і залежить від профілю нашарування снігу, що має виключно низьку вірогідність появи. Навантаження, викликані надзвичайними сніговими наметами, на території України слід розглядати як випадкові навантаження, при визначенні яких враховуються форми покриття.

Тому було регламентовано, що на території України використовують наступні випадки і розрахункові ситуації: «Випадок А. Нормальні умови» та «Випадок В2. Надзвичайні умови. Відсутність надзвичайних снігопадів. Надзвичайні намети». При цьому розглядають постійну і перехідну розрахункові ситуації при врахуванні снігового навантаження як без урахування, так і з урахуванням наметів, а також випадкову розрахункову ситуацію (коли сніг є випадковим впливом) для різних форм покриття, Випадки В1 і В3 з урахуванням надзвичайних снігопадів для території України не встановлені, тобто місцевості, де можуть виникати надзвичайні снігопади, але не утворюються надзвичайні снігові намети, або виникають і надзвичайні снігопади, і надзвичайні снігові намети, на території України відсутні.

Національний додаток рекомендує характеристичне значення снігового навантаження на ґрунт приймати залежно від снігового району за картою ваги снігового покриву для території України НД F або за додатком НД E, які взято з діючих ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи». Наведені на карті і в таблиці характеристичні значення снігового навантаження  $S_k$  (в Па) дорівнюють вазі снігового покриву на 1 квадратний метр поверхні ґрунту, яке може бути перевищене у середньому один раз за 50 років, що відповідає загальному підходу Єврокоду.

Відповідно до EN 1991-1-3:2010 встановлюють наступні значення коефіцієнтів  $\psi$  для визначення репрезентативних значень снігових навантажень на покриття:  $\psi_0 = 0,6$ ;  $\psi_1 = 0,5$  та  $\psi_2 = 0,3$ . Ці коефіцієнти дійсні для всіх майданчиків будівництва на території України незалежно від їх розміщення і висоти над рівнем моря.

У розділі 5 ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3:2010 наведено схеми розподілу снігу на покрівлях різних конфігурацій, а також вміщено правила щодо порядку збору снігового навантаження на покриття будівель.

Так, рекомендується у випадках, коли більш несприятливі умови роботи елементів конструкцій виникають при частковому навантаженні, слід розглядати схеми зі сніговим навантаженням, що діє на половині, або чверті прогону. У необхідних випадках снігові навантаження слід визначати з урахуванням передбаченого подальшого розширення будівлі.

Загальну рекомендацію Єврокоду було конкретизовано у формі збільшення на 10% снігового навантаження на покриття в приконтурних зонах шириною не менше 3 м а також у розжолобках для тих районів, де можливі опади у вигляді дощу на сніговий покрив з подальшим його таненням і повторним замерзанням.

Рекомендовані EN 1991-1-3:2010 значення коефіцієнта навколишнього середовища  $C_e$  в діапазоні 0,8 – 1,2 для різних умов місцевості, рекомендовано використовувати без змін на території України.

Вказівки щодо нормування термічного коефіцієнту перенесено у Національний додаток із діючих ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи». При визначенні снігових навантажень для неутеплених покрівель цехів з підвищеною тепловіддачею при ухилах покрівлі понад 3% і забезпеченні належного відводу талої води слід приймати  $C_t = 0,8$ . При відсутності даних про режим експлуатації покрівлі коефіцієнт  $C_t$  допускається приймати таким, що дорівнює одиниці.

У кілька пунктів Національного додатку, базуючись на багаторічному національному підході та дослідженнях щодо нормування снігового навантаження на покрівлях різних форм, було внесено додаткові або альтернативні розрахункові схеми розподілу снігу на двосхилих, багатопрогонних, шедових та циліндричних покриттях відповідно. Крім того, для циліндричних покриттів рекомендовано застосовувати верхню межу коефіцієнта  $\mu_3 = 2,4 \sin(1,4\beta)$ .

Порядок визначення значень коефіцієнтів форми снігового навантаження  $\mu_1$  і  $\mu_2$  та довжини наметів  $l_s$  у місцях примикання до більш високих будівель регламентовано відповідним пунктом Національного додатку. Безпосередньо корегуванню підлягає максимальне значення коефіцієнта  $\mu_{s,u}$  формулі (5.8). Значення цього коефіцієнта рекомендовано приймати «4» якщо нижнє покриття є покриттям будівлі, або «6» якщо воно є навісом. Максимально можливу довжину снігових заметів  $l_s$  рекомендовано приймати такою, що дорівнює 16 м. Коефіцієнти форми снігового навантаження в місцях виступів і перешкод слід приймати в діапазоні:  $0,8 < \mu_2 < 3,0$ . Запропоновані значення ґрунтуються на багаторічному національному підході.

**РОЗДІЛ 8. Розвиток українських норм проектування  
(від 1990 до теперішнього часу)**

---

Решту пунктів унаслідок відсутності спеціальних досліджень або ж відсутності регламентування у нині діючих Національних нормах, запропоновано залишити без змін та доповнень.

Замість довідкового додатка D рекомендовано використовувати альтернативний додаток НД.G, що присвячений корегуванню снігового навантаження на ґрунт відповідно до періоду повторюваності. Усі дані з цього питання, взяті із ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи». представлені в табличній формі та базуються на багаторічних національних дослідженнях.

**Зміна № 1 ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010 «Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-4. Загальні дії. Вітрові навантаження (EN 1991-1-4:2005, IDT)».**

Документ був підготовлений під керівництвом д.т.н. Перельмутера А.В. викладачами ПолтНТУ д.т.н. Пічугіним С.Ф., д.т.н. Махінком,

ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010 складається з восьми розділів та шести довідникових додатків:

- Розділ 1. Загальні положення (2).
- Розділ 2. Розрахункові ситуації.
- Розділ 3. Моделювання вітрового навантаження.
- Розділ 4. Швидкість вітру і швидкісний напір (10).
- Розділ 5. Вітрове навантаження (1).
- Розділ 6. Конструктивний коефіцієнт  $c_s c_d$  (4).
- Розділ 7. Коефіцієнти тиску та сили (17).
- Розділ 8. Вітрові навантаження на мости (11).

У дужках вказана кількість пунктів, для яких дозволено національний вибір.

В розділі 1 прописано сферу застосування ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010 та наведено вказівки щодо визначення природних впливів вітру у проектуванні будівель та споруд і виконанні робіт. В розділі 1 національний вибір дозволено через корегування двох пунктів, які були прийняті без змін.

Загальною вимогою розділу 2 є необхідність визначення відповідних вітрових впливів для кожної розрахункової ситуації, описаної в EN 1990 (Основи проектування конструкцій): для постійних, перехідних та аварійних розрахункових ситуацій. Пунктів, які є відкритими для національного вибору, в розділі не передбачено.

В розділі 3 описуються вітрові впливи і визначаються нормативні значення швидкості вітру за напрямом й тиск вітру у відповідності з EN 1990. Впливи вітру класифікуються як безпосередні впливи на зовнішню поверхню закритих споруд та впливи на внутрішні поверхні

відкритих споруд. Пунктів, які є відкритими для національного вибору, в розділі не передбачено.

Розділ 4 містить інформацію стосовно правил визначення середньої швидкості вітру і максимального швидкісного напору вітру. Відкритими для національного вибору залишено 10 пунктів, корегуванню в рамках Національного додатку підлягають 4 пункти.

Пункт НБ. 2.3 регламентує основне значення базової швидкості вітру з урахуванням кліматичних умов України як

$$U_{b,0} = U_{b,map} \cdot C_{alt}, \quad (8.2)$$

де  $U_{b,map}$  – характеристичне значення базової швидкості вітру, встановлене за картою рис. НД.1; складання карти базувалося на вітровому районуванні території України за ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» із заміною вітрового тиску (Па) на швидкість вітру (м/с). Наведені на карті характеристичні значення базової швидкості вітру дорівнюють середній (статичній) складовій швидкості вітру на висоті 10 м над поверхнею землі, яка може бути перевищена у середньому один раз за 50 років, що відповідає загальному підходу Єврокоду.

$C_{alt}$  – коефіцієнт географічної висоти.

Пункт НБ. 2.4 визначає коефіцієнт географічної висоти  $C_{alt}$ , який враховує висоту  $H_A$  (в кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря:

$$C_{alt} = 4H_A - 1 \quad (H_A > 0,5 \text{ км}); \quad C_{alt} = 1 \quad (H_A \leq 0,5 \text{ км}). \quad (8.3)$$

Формулу (8.3) використовують для об'єктів, розташованих у гірській місцевості, вона запозичена з ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» і дає орієнтовне значення в запас надійності.

У п. НБ. 2.7 наведено інформацію щодо визначення коефіцієнту ймовірності, для чого слід приймати рекомендовані значення  $K = 0,2$  та  $n = 0,5$ . Дозволяється також за належного обґрунтування та наявності відповідної кількості метеорологічних даних встановлювати значення параметру  $K$  за формулою:

$$K = 0,78V_{\max} / (1 - 0,45V_{\max}), \quad (8.4)$$

де  $V_{\max}$  – коефіцієнт варіації річних максимумів швидкісного напору вітру для заданої місцевості (вибірка річних максимумів повинна відповідати подвійному експоненціальному розподілу).

**РОЗДІЛ 8. Розвиток українських норм проектування  
(від 1990 до теперішнього часу)**

У п. НБ. 2.16 наведено нові правила визначення максимального швидкісного напору вітру, згідно з якими формулу (4.8) ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010 не слід використовувати. Замість неї максимальний швидкісний напір вітру  $q_p(z)$  на висоті звід поверхні землі слід визначати за формулою:

$$q_p(z) = [1 + 5 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b. \quad (8.5)$$

Коефіцієнт зростання за висотою  $c_e(z)$  слід визначати за новими графіками рис. НБ.2. Рисунок 4.2, наведений в ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010 вважати недійсним. Формула (8.5) відрізняється від формули (4.8), наведеної в ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010, множителем «5» (замість «7») при інтенсивності турбулентності  $I_v(z)$ . Така заміна обґрунтовується багаторічним національним підходом до нормування пульсаційної складової швидкості вітру, який в рамках гармонізованих норм ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010 пропонується зберегти.

У розділі 5 наведено правила визначення вітрового тиску, який діє на зовнішні та внутрішні поверхні будівель та споруд. Відкритим для національного вибору є один пункт, який рекомендовано залишити без змін.

У розділі 6 представлено правила визначення конструктивного коефіцієнта  $c_s c_d$ , який включає в себе ефект неодноразової дії максимального швидкісного напору вітру в різних точках поверхні споруди  $c_s$  сумісно з його резонансною реакцією за впливом пульсаційної складової вітрового впливу  $c_d$ . Розділ містить три пункти, відкритих для національного вибору, пов'язаних, головним чином із можливістю роздільного подання коефіцієнта  $c_s c_d$ . У Національному додатку дозволяють поділяти коефіцієнт  $c_s c_d$  на коефіцієнт кореляції тиску  $c_s$  та коефіцієнт динамічності  $c_d$ . Методику кількісної оцінки коефіцієнтів  $c_s$  та  $c_d$  залишено без змін.

У розділі 7 ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010 описано правила визначення аеродинамічних коефіцієнтів тиску та сили для різних будівель та споруд й їх конструктивних елементів. Залежно від класу споруди використовують чотири типи аеродинамічних коефіцієнтів: коефіцієнти внутрішнього і зовнішнього тиску, коефіцієнти сумарного тиску вітру, коефіцієнти тертя та коефіцієнти сил і моментів. Для національного вибору у розділі відкрито 17 пунктів, які, в наслідок відсутності спеціальних досліджень, запропоновано залишити без змін та доповнень.

У розділі 8 наведено інформацію щодо правил визначення вітрових впливів та методи динамічного розрахунку мостів. Для національного вибору відкритими виступають 11 пунктів, які, внаслідок відсутності спеціальних досліджень, запропоновано залишити без змін та доповнень.

Національний додаток НБ не містить рекомендації щодо застосування довідкових додатків ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010, а також посилань на несуперечливі додаткові матеріали, які можуть сприяти полегшеному розумінню користувачем ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010, або через відсутність у національних нормах і додаткових матеріалах, наведених у додатках даних. Відповідно до цього обґрунтовано висновок, що довідкові додатки ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010 під час розрахунків конструкцій на вітрові впливи за Єврокодами можна використовувати.

З метою обґрунтування можливості та/або умов використання вказаних вітрових параметрів, коефіцієнтів та додатків в Україні необхідно провести науково-дослідні роботи з їх вивчення, порівняння методик їх визначення, застосування та розроблення порівняльних прикладів розрахунків. Цей загальний висновок відноситься також до Національних додатків до інших розділів Єврокоду.

***Зміна № 1 ДСТУ-Н Б EN 1991-3:2012 «Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 3. Дії, викликані кранами та обладнанням (EN 1991-3:2006, IDT)».*** Документ був підготовлений під керівництвом д.т.н. Перельмутера А.В. викладачами ПолтНТУ д.т.н. Пічугіним С.Ф., д.т.н. Махіньком, к.т.н. Патенко Ю.Е.

ДСТУ-Н Б EN 1991-3:2012 складено з трьох розділів, одного обов'язкового і одного довідкового довідникових додатків:

Розділ 1. Загальні положення.

Розділ 2. Дії, викликані підйомними механізмами і кранами на підкранових балках.

Розділ 3. Дії, що викликані обладнанням.

У розділі 1 визначено галузь застосування ДСТУ-Н Б EN 1991-3:2012 та наведено вказівки щодо нормативних посилань, відмінностей між принципами і правилами застосування, наведено терміни та умовні позначення для підвісних кранів, кранів на підкранових балках та дій, викликаних обладнанням.

У розділі 2 наведено правила визначення навантажень від мостових і підвісних підйомних кранів. Описано вертикальні і горизонтальні кранові навантаження, буферні сили, а також навантаження на пішохідні мостики, сходи тощо. Відкритими для національного вибору було залишено чотири пункти.

У п. НБ. 2.1, у відповідності з діючими в Україні ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» було включено інформацію стосовно необхідності визначати навантаження від мостових і підвісних кранів залежно від груп режимів їхньої роботи, від виду приводу і від способу підвісу вантажу. При цьому кранові навантаження, та інші необхідні для розрахунку дані слід приймати відповідно до вимог державних стандартів

## **РОЗДІЛ 8. Розвиток українських норм проектування (від 1990 до теперішнього часу)**

---

на крани, а для нестандартних кранів – відповідно до даних, наведених у паспортах заводів-виробників.

У п. НБ. 2.2 було рекомендовано ексцентриситет прикладення вертикального навантаження колеса до рейки приймати таким, що дорівнює  $e = 0,25b$  ( $b$  – ширина голівки рейки), але не менш ніж 15 мм. Такий підхід відповідає рекомендаціям ДСТУ-Н Б EN 1991-3:2012 та ДБН В.2.6-163:2010 «Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу», він відповідає вітчизняному досвіду проектування й експлуатації підкранових балок та враховує зауваження ТОВ «Укрінсталькон імені В.М. Шимановського» і ДонНАБА.

Пункт НБ. 2.3 містить рекомендації щодо максимальної кількості кранів (один, два чи чотири), що враховується у визначенні розрахункових значень вертикальних і горизонтальних навантажень мостових та підвісних кранів. У цей пункт без змін було включено відповідні пункти ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи», які детально регламентують це питання.

Рекомендації пункту НБ. 2.4 щодо значень коефіцієнта тертя запропоновано залишити без змін внаслідок відсутності спеціальних досліджень та використовувати рекомендовані ДСТУ-Н Б EN 1991-3:2012 значення коефіцієнта тертя:

$\mu = 0,2$  для зв'язаних матеріалів: сталь – сталь;

$\mu = 0,5$  для зв'язаних матеріалів: сталь – гума.

У розділі 3 визначено дії, викликані обладнанням. Наведено класифікацію цих дій, описано розрахункові ситуації та підходи до моделювання динамічних дій.

Додаток А (обов'язковий) містить додаткові умови до EN 1990 для підкранових балок. Пункти НБ. 2.5 і НБ. 2.6 щодо значень коефіцієнтів  $\gamma$  рекомендовано залишити без змін як такі, що відповідають загальній процедурі визначення навантажень згідно з EN 1990.

У п. НБ. 2.7 щодо визначення значень коефіцієнтів сполучень кранових навантажень (табл. А.2) запропоновано ввести обґрунтовану в ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» шкалу коефіцієнта  $\psi_{0v}$  в межах 0,85 – 0,95 для двох кранів і 0,7 – 0,8 для чотирьох кранів.

Додаток В (довідковий) містить вказівки щодо класифікації кранів за втомою. У зв'язку з тим, що ця класифікація аналогічна класифікації вітчизняних кранів груп за режимами їхньої роботи, що встановлюються за ГОСТ 25546, її можна використовувати без змін на території України.

**В якості заключення** даного підрозділу можна відмітити, що компанія зі складання об'ємного комплексу національних додатків до Єврокодів (58 додатків!) було проведено чітко, організовано (що не часто в нас) і в стислий однорічний термін (2013 р.). Підготовку почали з прийняття державного Закону, згодом були прийняті відповідні рішення на рівні Кабінету міністрів і Мінрегіону України, виділено бюджетне фінансування. Ще раз хочеться

підкреслити, що практичну реалізацію програми чітко провів Департамент технічного регулювання та науково-технічного розвитку Мінрегіону України під керівництвом директора Д.В. Барзиловича. Успіх справи забезпечило також залучення до підготовки національних додатків багатьох фахівців широкого кола інтересів із науково-дослідних установ і ведучих вищих навчальних закладів. Проведена масштабна нормотворча робота відкрила унікальну можливість одночасної дії національних будівельних норм і Єврокоду на території України. Мені здається, що таким чином був досягнутий суттєвий «рух до Європи» на окремій ділянці будівельного проєктування. Я навіть дозволяю собі шуткувати на лекціях, говорячи студентам, що у відношенні імплементації Єврокодів у нашу проєктну практику ми йдемо попереду, на відміну від інших напрямів реалізації нашого європейського вибору.

### **8.7. Подальший розвиток ДБН**

#### *Відгуки на розроблення національних додатків до Єврокодів.*

Масована компанію з розроблення національних додатків до Єврокодів, проведена у 2013 р. (про що детально описано вище), відобразили в подальшому у серії публікацій. Назвемо тут статтю розробників національних додатків до розділів Єврокоду, присвячених навантаженням [9]. Автори констатували, що в цих національних додатках вдалося втілити базові положення діючих ДБН В.1.2-2:2006. «Навантаження і впливи». Проте деякі розрахункові параметри все ж довелося приймати за європейськими нормами, оскільки для більшості пунктів національний вибір не регламентований. При цьому технічний рівень Єврокодів дозволяє при інших, порівняно з вітчизняними, підходах забезпечити достатній рівень надійності запроєктованих конструкцій.

Обґрунтованість цього висновку було проаналізовано в об'ємній статті [10], в якій було наведено порівняльну оцінку формул ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 (Єврокоду) (6.10) та (6.10a), (6.10b) Для оцінювання рівня надійності, який забезпечують формула (6.10), з одного боку, та тандем формул (6.10a), (6.10b), з іншого, використовували статистичні дані та ймовірнісні моделі снігового та вітрового навантажень на території України [5,8]. В якості основного показника надійності було прийнято квантіль нормального розподілу  $\beta$ , широко відомий під терміном «індекс надійності». Узагальнені результати розрахунку було отримано за різних значень коефіцієнтів  $\gamma_{0,s}$ ,  $\gamma_{0,w}$ ,  $\gamma_{0,G}$ ,  $\psi_0$  і коефіцієнтів часток впливу  $C_s$ ,  $C_G$ ,  $C_w = 1 - C_G - G_s$ . Аналіз результатів дозволив сформулювати такі висновки:

- формула Єврокоду (6.10) з рекомендованими EN 1990 значеннями коефіцієнтів  $\gamma_0 = 1,5$ ,  $\gamma_{0,G} = 1,35$ ,  $\psi_0 = 0,7$  забезпечує в більшості випадків рівень надійності, що перевищує нормативний

показник  $\beta_{lim} = 3,8$ . Виняток становлять розрахункові ситуації з невеликими значеннями частки впливу постійного навантаження  $C_G$ . У міру зростання частки впливу  $C_G$  індекс надійності зростає і за  $C_G > 0,2$  перевищує нормативний показник  $\beta_{lim} = 3,8$  при будь-яких значеннях частки впливу снігового навантаження  $C_S$ ;

- формула Єврокоду (6.10b) приблизно забезпечує той самий рівень надійності, що й формула (6.10), але цей рівень дещо нижче. Різниця в оцінці індексу надійності на основі формул (6.10) та (6.10b) посилюється зі зростанням частки впливу постійного навантаження;

- формула Єврокоду (6.10a) забезпечує меншу надійність конструкцій, особливо при невеликих частках впливу  $C_G$  постійного навантаження. Зокрема, при  $C_G < 0,1$  індекс надійності для більшості розрахункових ситуацій виявляється нижче рівня 3,8;

- Формули Єврокоду (6.10) і (6.10b) зі зменшеними значеннями коефіцієнтів  $\gamma_O = 1,4$ ,  $\gamma_G = 1,2$ ,  $\psi_0 = 0,6$  у принципі забезпечують у більшості випадків необхідний рівень надійності  $\beta_{lim} = 3,8$ . Винятки становлять ситуації, коли у сумарному спектрі реакції конструкції переважає вітрове навантаження при відносно малому відсотку постійного  $C_G < 0,2$  і снігового  $C_S < 0,2$  навантажень. Однак, незважаючи на це, індекс надійності не опускається нижче рівня 3,0;

- формула Єврокоду (6.10a) зі зменшеними значеннями коефіцієнтів  $\gamma_O = 1,4$ ,  $\gamma_{O,G} = 1,2$ ,  $\psi_0 = 0,6$  у більшості випадків не забезпечує необхідний рівень надійності  $\beta_{lim} = 3,8$  і не може бути рекомендована.

**Дискусія навколо ДБН В.1.2-14:2009.** Перше десятиріччя практичного застосування ДБН В.1.2-14:2009. «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ» (які детально розглянуто вище), завершилося активною дискусією, яку започаткував д.т.н., проф. А.І. Лантух-Лященко публікацією статті «До нової редакції ДБН «Загальні принципи надійності будівельних конструкцій» у журналі «Промислове будівництво та інженерні споруди» №2 за 2018 р. У цій розгорнутій статті А. І. Лантух-Лященко сформулював доволі критичні зауваження до чинної та нової редакції вказаного ДБН. Вони адресувалися в основному до загальної концепції забезпечення надійності будівельних об'єктів, закладеної в ДБН, і до використання нормального закону до опису випадкових параметрів, замість якого пропонувався логнормальний закон. А.В. Перельмутер, як керівник і ідеолог, і я, як один із авторів розроблення вказаного ДБН, були категорично не згодні з положеннями статті. Ми вступили у публічну дискусію з нашим добрим знайомим Альбертом Івановичем, і наші критичні відгуки, які наводяться нижче, були опубліковані в журналі «Промислове будівництво та інженерні споруди» [11].

**Відгук А.В. Перельмутера.** «У попередньому номері журналу була надрукована стаття [1] професора Лантух-Лященко А.І., з деякими твердженнями якої трудно згодитися. Нижче надається критичний аналіз деяких положень вказаної статті.

1. У цій публікації автор зосередив свій критичний запал на прийнятому в ДБН В.1.2-14:2009 [2] понятті «клас наслідків (відповідальності)», яке покладено у підгрунття розробки засобів, що забезпечують надійність та конструктивну безпеку будівельних об'єктів.

Ось цитати:

*«... класифікація будівельних об'єктів за наслідками відмов абсолютизується, трактується як панацея в проблемі надійності, тоді як апарат керування надійністю, який має залежати від класу наслідків, не наводиться»*

*«Як видно з приведених прикладів, «клас наслідків» виступає як самодостатнє поняття, яке не має прямого зв'язку з надійністю ... і в такому трактуванні, не може слугувати важелем контролю і керування надійністю».*

І далі:

*«Вкрай негативним, на наш погляд, є положення, за яким розрахунки що підтверджують віднесення об'єкта до того чи іншого класу, ставляться в обов'язок проектувальника. Проект тепер має включати абсолютно новий розділ – класифікація об'єктів будівництва за класами наслідків, при чому, до розробки має залучатися замовник та організації наукового супроводу; сам клас наслідків може змінюватись в процесі розробки проекту».*

Спробуємо проаналізувати ці зауваження.

- Класифікація об'єктів є самодостатнім поняттям, воно залежить від тих загроз матеріального чи соціального характеру, що виникають внаслідок можливої відмови конструкції. Чи можна щось сказати про необхідний рівень засобів захисту, не знаючи якими можуть бути збитки, чи рівень небезпеки для здоров'я та чи життя людей? Тому це поняття безпосередньо впливає на необхідний рівень надійності і безпеки, і це враховує таблиця В.1 з [2], в якій регламентовано значення ймовірності відмови, що повинно застосовуватися у розрахунках надійності. Отже твердження [1], що клас наслідків не має прямого зв'язку з надійністю, є помилковим.
- Щодо обов'язку проектувальника визначати клас наслідків. Використання для цього розрахункового методу, який ґрунтується на таблиці 5, надає проектувальнику можливість впливати на клас наслідків. Наприклад, поділ конструкції на секції, незалежні з точки зору можливих відмов, впливає на кількість людей під загрозою і

**РОЗДІЛ 8. Розвиток українських норм проектування  
(від 1990 до теперішнього часу)**

---

змінює клас наслідків. Навряд чи таке було би можливим при побудові класифікації шляхом вказівок на «похожі» випадки.

2. Ще одна цитата:

*«Розділ керування надійністю який містить рекомендації з управління надійністю за напівймовірнісним методом має бути домінантною нормативу. ... Перевірка нерівностей граничних станів за розрахунковими значеннями узагальненого опору та навантажень і є апаратом керування надійністю».*

Чи є ймовірнісні міркування єдиним способом керування надійністю? Навіть якщо виходити з вузького розгляду на надійність як тільки те, що підлягає відповідати визначному рівню ймовірності виконання умов безвідмовності, забувши про довговічність та ремонтоспроможність і зовсім не розглядаючи проблему безпечності, то і тут відповідь буде негативною. Справа в тому, що безвідмовність існує, коли є захист від п'яти головних причин відмови:

- (1) Навантаження мають більш високі значення, ніж прогнозувалося.
- (2) Матеріал має властивості гірші, ніж прогнозувалося.
- (3) Модель прийнятого механізму відмови є недостатньо коректною.
- (4) Можлива поява невідомих і тому непередбачених причин відмови.
- (5) Можливі людські помилки на якомусь етапі життєвого циклу.

Лише перші два варіанти можуть бути класифікованими як статистична мінливість, і тому вони придатні для ймовірнісної оцінки. Останні три причини відмови оперують не ймовірностями, а можливостями [3], і тому вони залишаються за межами того керування надійністю, про який йдеться у [1].

Тому знову приходимо до висновку, що не лише ймовірнісні міркування можуть бути взяті за головний спосіб керування надійністю. Це не значить, що ймовірнісними пропозиціями роботи [1] слід нехтувати. Ні, їх лише треба розглядати не як єдиний і домінантний важіль, а як один з можливих.

І наприкінці, про наведені у [1] анекдотичні приклади використання поняття «клас наслідків (відповідальності)». Коли автори [4] не розуміють, у чому різниця між кількістю людей, що знаходяться на ділянці дороги довжиною 2500 м і кількістю людей, яким загрожує небезпека від відмови, що може статися на цій ділянці, то це треба відносити до авторів документу [4], а не до методу підрахунків класу відповідальності».

Література до відгуку А.В. Перельмутера.

1. Лантух-Лященко А.И. До нової редакції ДБН «Загальні принципи надійності будівельних конструкцій» // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2018. – №1– С. 26 – 32.

2. ДБН В.1.2-14:2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – К.: Укрархбудінформ, 2009. – 37 с.

3. Дюбуа Д., Прад А. Теория возможностей. Приложения к представлению знаний в информатике. – М.: Радио и связь, 1990. – 288 с.

4. ГБН Б.2.3-37641918-552:2015 Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів дорожнього будівництва. Міністерство інфраструктури України. – К.: 2015.

*Відгук С.Ф. Пічугіна «Від добра добра не шукають...».* «Вказана стаття надрукована у журналі «Промислове будівництво та інженерні споруди», №1, 2018 у рубриці «Точка зору», вона містить низку принципових зауважень до діючої і нової редакції ДБН В.1.2-14-2009 [1]. Користуючись запрошенням редакції журналу до обговорення, вважаю за доцільне дати свою оцінку статті і висловити деякі критичні зауваження.

1. Не можна погодитися з автором статті в його твердженні, що у ДБН [1] «...*Процедура керування і контролю надійності зведена до обчислення параметрів Таблиці 1*», яка містить градацію класів наслідків СС1–СС3. Насправді загальна концепція ДБН [1] щодо забезпечення надійності об'єктів будівництва є комплексною (п. 4.1.7): **«Надійність, у тому числі довговічність і живучість, забезпечуються одночасним виконанням вимог, які висуваються до вибору матеріалів, конструктивних і об'ємно-планувальних рішень, до методів розрахунку, проектування та контролю якості робіт при виготовленні конструкцій та їх зведенні, а також дотриманням правил технічної експлуатації, нагляду і догляду за конструкціями».** Такому комплексному підходу відповідає увесь зміст ДБН [1].

2. Заслуговує критики також твердження: *«Визначення коефіцієнтів надійності приведено в формі, якою практично неможливо скористуватися».* Між тим ДБН [1] регламентує значення коефіцієнта надійності за відповідальністю  $\gamma_n$  у наочній формі таблиці 5.

3. Недостатньо аргументованою виглядає пропозиція автора статті *«...повністю видалити текст всього п. 5.1, включаючи таблицю 1, і замінити процедуру встановлення класу наслідків фіксованим переліком об'єктів, наведеним в обов'язковому Додатку А».* Нагадаємо читачу, що вказаний п. 5.1 містить дані щодо класифікації об'єктів будівництва за класами наслідків (відповідальності), що є основоположними для ДБН В.1.2-14-2009 [1] і тому не можуть бути вилученими з нормативного документу. Щодо фіксованого переліку будівельних об'єктів за класами наслідків, то він є у Додатку А, але являється орієнтовним, оскільки

ніякий, навіть розширений перелік не може врахувати усю різноманітність будівельних об'єктів.

4. Запропонований Додаток Б (довідковий) «*Проектування елементів за критерієм надійності*» повністю запозичений із Єврокода [3]. Цей нормативний документ, разом з іншими розділами Єврокодів, гармонізований в Україні [2] і разом з національним додатком може використовуватися у проектуванні нарівні з національними нормами. Тому включення запропонованого громіздкого Додатку Б в нову редакцію ДБН [1] не можна вважати обґрунтованим, тим більше що він частково повторює положення, що містяться у Додатках Б і В діючих ДБН [1].

5. Автор статті пропонує для забезпечення надійності перейти до нормування мінімальних значень характеристики безпеки  $\beta$ , що залежать від класу наслідків (класу надійності) (табл. Б.2). Це у певній мірі є відступом назад у порівнянні з діючими ДБН, які дають більш диференційовану класифікацію цього важливого параметру в залежності від класу наслідків (відповідальності), розрахункових ситуацій (усталених, перехідних, аварійних) та категорії відповідальності конструкцій (А, Б, В) (таблиця В.2).

6. Рекомендації автора статті щодо проектування елементів за критерієм надійності використовують імовірнісний апарат випадкових величин без урахування фактору часу, що не завжди дає об'єктивну оцінку надійності будівельних об'єктів. На відміну від цього, норми ДБН [1] залучають для розрахунків надійності широкий спектр імовірнісних підходів (п. 7.2.8): **«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».**

7. Практична реалізація такого підходу міститься у п. В.8 ДБН [1], де наведена методика розрахунку ймовірності відмови з використанням сучасної імовірнісної моделі випадкового процесу, яка є подальшим кроком у розвитку розрахунків надійності у порівнянні з методикою випадкових величин, оскільки приймає до уваги частотні параметри випадкових аргументів та їхніх сполучень, а також термін експлуатації будівельних об'єктів.

Критичні зауваження можна було б продовжити, але висловленого достатньо, щоб відхилити пропозиції шановного автора статті щодо радикальної ревізії ДБН В.1.2-14-2009 [1].

У підтвердження заголовка даного відгуку нагадаємо, що ці норми є єдиними на теренах бувшого СРСР, за десятирічний термін витримали випробування часом, регламентують комплексну систему забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів і потребують, на мій погляд,

тільки часткової правки із внесенням посилань на нові нормативні акти. Цю роботу скрупульозно виконав колектив авторів, скоординований ТОВ «Український інститут сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського», при чому у новий варіант тексту було внесено дійсно актуальний додаток Г «Прогнозування можливих аварійних ситуацій, складання сценарію розвитку аварій і оцінка ризику втрат».

Літературано відгуку С.Ф. Пічугіна.

1. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – К.: Мінрегіонбуд, Укрархбудінформ, 2009. – 37 с.

2. ДСТУ-Н Б.Б.1.2-13:2008 (EN 1990:2002, IDN). Настанова. Основи проектування конструкцій – К.: Мінрегіонбуд, Укрархбудінформ, 2009. – 101 с.

3. Eurocode 0 EN 1990 (2002): Basis of structural design. – Brussels: CEN, Sep. 2006. – 120 p.

В якості післямови, відмітимо, що незабаром після дискусії, що описана, вийшли ДБН В.1.2-14-2018 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд», які відповідали змісту наших відгуків.

### **8.8. Підготовка бази для розроблення нового покоління норм.**

Такою базою є нещодавно прийняті ДБН В.1.2-6:2022 «Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість». ДБН розроблений групою фахівців провідної організації ДП НДІБК (керівник розробки д.т.н. Бамбура А.М.) з участю СКАД Софт (д.т.н. Перельмутер А.В.), УІНСК (к.т.н. Кордун О.І), ХНУМГ (д.т.н. Шмуклер В.С.).

Ці основоположні норми застосовують при встановленні у будівельних нормах обов'язкових вимог до об'єкта нормування у будівництві, а також використовують у розробленні нормативних документів на конструктивні та інженерні системи. ДБН В.1.2-6:2022 розроблено в основному на базі ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 (Єврокоду) з урахуванням вітчизняного досвіду будівельного нормування. З виходом цих ДБН розширився процес переводу вітчизняних будівельних норм на європейську нормативну ідеологію.

Нижче коротко описано основні положення ДБН В.1.2-6:2022, з виділенням аспектів, відмінних від діючих норм.

**Забезпечення надійності будівельних об'єктів.** Ці норми визначають *надійність* як властивість конструкції, будівлі або споруди (у тому числі, ґрунтової) виконувати задані функції протягом всього проектного терміну експлуатації (формулювання співпадає з ДБН В.1.2-14-2009). До цього додається, що надійність охоплює безпеку,

**РОЗДІЛ 8. Розвиток українських норм проектування  
(від 1990 до теперішнього часу)**

---

експлуатаційну придатність та довговічність конструкції чи споруди. Таке трактування надійності відрізняється від загально-технічного, яке доповнює надійність ще ремонтпридатністю (яка може відноситися, наприклад, до мобільних споруд) і збережуваністю (наприклад, забезпеченням надійності конструкцій при транспортуванні). Підкреслюється що надійність, яка відноситься до конструкцій, будівель та споруд, досягають забезпеченням вимог будівельних норм у розробці проекту і належним виконанням заходів з керування якістю та експлуатацією згідно проекту.

Новим положенням ДБН В.1.2-6:2022 є те, що до несучої здатності та експлуатаційної придатності конструкцій можуть прийматися різні рівні надійності. При виборі рівнів надійності для відповідної конструкції будівлі або споруди слід брати до уваги такі основні фактори, які включають:

- можливі причини та /або режим досягнення граничного стану;
- можливі наслідки руйнування, які стосуються ризику для життя, тілесних ушкоджень, потенційних економічних втрат;
- втрата пам'яток історії та об'єктів культурної спадщини;
- витрати та процедури, необхідні для зменшення ризику руйнування.

За аналогією з ДБН В.1.2-14-2009 регламентовано, що рівні надійності, що використовують для конструкції, можуть бути визначені одним з наступних або обома способами:

- класифікацією будівлі або споруди в цілому за наслідками (відповідальністю);
- класифікацією конструкції або її компонентів за категорією відповідальності.

ДБН В.1.2-6:2022 регламентують комплексний підхід до забезпечення надійності, згідно з яким рівні надійності щодо несучої здатності та експлуатаційної придатності можуть досягатись комбінацією:

а) превентивних та захисних заходів (наприклад, створенням захисних бар'єрів, активними та пасивними захисними заходами проти пожежі, захисними заходами проти ризику появи корозії, такими як фарбування або катодний захист);

б) заходів, що відносяться до проектних розрахунків:

- репрезентативних величин дій;
- вибору часткових коефіцієнтів;

в) заходів, що відносяться до керування якістю;

г) заходів, які мають на меті зменшення помилок при проектуванні і зведенні конструкцій;

д) інших заходів, що відносяться до таких інших проектних аспектів:

- основні вимоги;

- ступінь живучості (конструктивна цілісність);
  - довговічність, включаючи проєктний термін експлуатації;
  - ступінь та якість інженерних досліджень та можливий вплив зовнішнього середовища;
  - точність використаних розрахункових моделей;
- е) виконання будівельних робіт згідно проєктної документації;
- ж) здійснення періодичних оглядів, обстежень та експлуатаційного обслуговування будівель і споруд.

*Розрахунок за граничними станами* використовують для реалізації встановлених вимог до механічного опору і стійкості при проєктуванні будівельних конструкцій, будівель і споруд. *Граничним є стан, при перевищенні якого об'єкт перестав задовольняти вимогам, встановленим у проєкті* (визначення відрізняється від ДБН В.1.2-14-2009). Граничні стани розрізняють за несучою здатністю та за експлуатаційною придатністю:

- граничний стан за несучою здатністю – стан, пов'язаний з руйнуванням або іншими схожими формами відмови конструкції чи ґрунтової основи

- граничний стан за експлуатаційною придатністю – стан, що відповідає умовам, поза межами яких визначені експлуатаційні вимоги для конструкції або елемента конструкції більше не виконуються; розрізняють зворотні та незворотні граничні стани експлуатаційної придатності (нове положення):

- граничний стан за експлуатаційною придатністю зворотний – стан, де відсутні наслідки дій, що перевищують визначені експлуатаційні вимоги після припинення цих дій;

- граничний стан за експлуатаційною придатністю незворотний – стан, де деякі наслідки дій, що перевищують визначені експлуатаційні вимоги, залишатимуться після припинення цих дій.

До граничних станів за несучою здатністю відносяться:

- втрата рівноваги конструкції або будь-якої її частини, що розглядається як тверде тіло;

- руйнування конструкції або будь-якої її частини внаслідок надмірної деформації, трансформації, втрата стійкості включно з опорами та фундаментом;

- руйнування конструкції внаслідок втоми або інших залежних від часу впливів;

- втрата рівноваги ґрунтового масиву.

Граничні стани за експлуатаційною придатністю стосуються до:

- функціонування конструкції за нормальних умов експлуатації;
- комфорту людей;

**РОЗДІЛ 8. Розвиток українських норм проектування  
(від 1990 до теперішнього часу)**

---

- зовнішнього вигляду будівель і споруд.

Перевірка граничних станів за експлуатаційною придатністю базується на критеріях, що стосуються таких аспектів:

- деформацій, що впливають на зовнішній вигляд, комфорт користувачів, функціонування конструкції (включно з функціонуванням машин або обслуговування), викликають руйнування оздоблення або неконструктивних елементів;
- вібрацій чи коливань (прискорень), що викликають дискомфорт для людей або обмежують функціональну ефективність конструкції;
- руйнування, що негативно впливають на зовнішній вигляд, довговічність та/або функціонування конструкції.

**Розрахункова ситуація**, з якою пов'язані граничні стани, – це комплекс умов, який враховується при розрахунку і визначає розрахункові вимоги до конструкції. Характеризується розрахунковою схемою конструкції, ґрунтового масиву, видами дій, значеннями коефіцієнтів умов роботи і коефіцієнтів надійності, переліком граничних станів, які слід розглядати в даній ситуації.

Розрахункові ситуації класифікуються таким чином:

- усталені розрахункові ситуації, які мають місце для періоду такого ж порядку, що і проектний термін експлуатації будівлі або споруди; ці ситуації відносяться до умов нормального використання;
- перехідні розрахункові ситуації, які мають місце протягом періоду, значно більш короткого ніж проектний термін служби конструкції, вони мають високу можливість виникнення і відносяться до тимчасових для цієї конструкції умов, наприклад, під час зведення (виготовлення) або ремонту конструкції;
- випадкові (аварійні) розрахункові ситуації, які відносяться до аварійних умов стосовно конструкції, або їх впливу на конструкцію, наприклад, пожежа, вибух, вплив наслідків локалізованого руйнування чи середовища, в якому вона знаходиться, наприклад, аварійні витoki чи споруд чи мереж, що призводить до нерівномірних деформацій чи зсувів;
- сейсмічні розрахункові ситуації, які відносяться до виняткових умов, коли конструкція зазнає впливу з боку природних сейсмічних сил.

**Класифікація дій (навантажень)**. Залежно від змін у часі дії класифікуються таким чином:

- постійні дії ( $G$ ), наприклад, власна вага конструкцій, вага та тиск ґрунтів, стаціонарного обладнання, та непрямі дії, що викликані, наприклад, нерівномірним осіданням ґрунтів;
- змінні (тимчасові) дії ( $Q$ ), варіації величини яких протягом часу є ні незначними, ні монотонними: тимчасові прикладені

навантаження на перекриття будівель, балки та дахи, змінні дії вітру або снігового навантаження;

- випадкові (епізодичні) дії ( $A$ ), як правило, короткі за часом, але мають значну величину і є малоймовірними стосовно впливу на дану споруду протягом проектного терміну експлуатації: вибухи або удари транспортних засобів, нерівномірні деформації основи фундаментів, обумовлені зміною структури ґрунту (при замочуванні просідаючих ґрунтів) або осіданням у районах гірничих виробок і в карстових районах.

У ДБН В.1.2-6:2022 суттєво розвинена класифікація значень дій, асоційована з підходами діючих нормі Єврокоду.

1. Характеристичне значення  $F_k$  дії має бути визначеним:

- як середнє значення, верхнє або нижнє, або номінальне значення (котрє не відноситься до відомого статистичного розподілення);
- у проектній документації за умови, що узгодженість досягається завдяки методам, наведеним у відповідних будівельних нормах.

Характеристичне значення постійної дії має визначатись:

- якщо варіативність  $G$  може прийматись як мала, використовують одне окреме значення  $G_k$ ;
- якщо варіативність  $G$  не може розглядатись малою, потрібно використовувати два значення: верхнє значення  $G_{kp\ sup}$  та нижнє значення  $G_{ki\ inf}$ .

Для змінних дій характеристичне значення ( $Q_k$ ), повинне відповідати одному з двох:

- верхньому значенню з заданою ймовірністю неперевищення або нижньому значенню з заданою ймовірністю досягнення протягом відповідного базового періоду;
- номінальному значенню, що може бути визначеним у випадках, де статистичне розподілення невідоме.

Характеристичне значення кліматичних впливів або дій базується на ймовірності 0,02 перевищення його частиною, що змінюється у часі за базовий період в один рік. Це є еквівалентним середній повторюваності один раз за 50 років (саме так виконано нормування кліматичних навантажень у діючому ДБН В.1.2-2:2006. «Навантаження і впливи»). Однак, в деяких випадках, характер дії та/або обрана розрахункова ситуація встановлюють інший квантіль та/або відповідний період повторюваності.

2. Репрезентативна величина дії  $F_{rep}$  – це величина, що використовується для перевірки граничного стану. Репрезентативна величина може бути характеристичною величиною (головним репрезентативним значенням) або супутньою величиною.

3. Розрахункова величина дії  $F_d$  – величина, отримана множенням характеристичної величини на частковий коефіцієнт.

4. Квазіпостійна величина змінної дії – детермінована величина дії, що загальний час, протягом якого вона буде перевищена, становить значну частку базового періоду. Може бути виражена як визначена частина характеристичного значення

5. Квазістатична дія (статичний еквівалент) – динамічний вплив, що представлений еквівалентним за наслідками статичним впливом в розрахунковій статичній моделі.

6. Часто повторюване значення змінної дії – детерміноване значення, яке може бути визначене на статистичній основі так, що в межах базового періоду, протягом якого воно є перевищеним, є тільки малою часткою базового періоду, або частота його перевищення обмежена відповідним значенням

**Комбінація дій (навантажень)**– група розрахункових навантажень, сукупностей деформацій та недосконалостей, що одночасно використовують для перевірки конструкції чи ґрунтового масиву за граничними станами. У ДБН В.1.2-6:2022 не наводяться конкретні алгоритми формування комбінацій навантажень, однак наведені позначення репрезентативних значень змінних дій свідчать, що ці норми орієнтуються у даному питанні на методику Єврокоду.

При формуванні комбінацій (сполучень) навантажень використовують комбінаційне значення змінної дії – вибране значення, яке може бути визначене на статистичній основі так, що вірогідність того, що результати, викликані цією комбінацією, будуть перевищені, є, приблизно, такою ж, як і характеристичне значення індивідуальної дії. Це значення може бути виражено як визначена частина характеристичної величини.

У комбінацію дій входять величина провідної дії і супутні величини змінних дій. Репрезентативні значення змінної дії, що входить у комбінацію дій:

- комбінаційна величина дії, представлена як добуток  $\psi_0 Q_k$ , яка використовується для перевірки граничного стану за несучою здатністю та незворотними граничними станами за експлуатаційною придатністю;

- часто повторювана величина дії, представлена як добуток  $\psi_1 Q_k$ , яка використовується для граничного стану за несучою здатністю, включаючи випадкові дії, та для перевірки зворотних граничних станів за експлуатаційною придатністю;

- квазіпостійна величина, представлена як добуток  $\psi_2 Q_k$ , яка використовується для перевірки граничного стану за несучою здатністю, включаючи випадкові дії та для перевірки зворотних граничних станів за експлуатаційною придатністю. Квазіпостійні величини також використовуються для розрахунків на тривалі впливи.

## 8.9. Пропозиції щодо подальшого розвитку норм проєктування

Постійним модератором цієї проблеми є А.В. Перельмутер, який запросив мене написати разом статтю, присвячену питанням узгодженості національної системи нормування в галузі надійності будівельних об'єктів з європейськими нормами. Таку статтю було написано і опубліковано в журналі НДІБК «Наука і будівництво» [12]. Нижче наводиться текст цієї статті з незначними редакційними правками.

Україна вступила у період корінної модернізації національної системи нормування, в рамках якої планується переробка деяких чинних нормативних документів. Однією з цілей цієї модернізації є врахування вимог Регламенту (ЄС) № 305/2011 Європейського парламенту та Ради від 9 березня 2011 року, що встановлює гармонізовані умови для розміщення на ринку будівельних виробів, що ясно окреслило тенденцію орієнтації на узгодження з європейськими нормами.

Щодо проблем надійності ініціувальним є новий ДБН В.1.2-6:2021. Він спільно із запланованою новою редакцією основного регламентуючого документа з проблем надійності та безпеки ДБН В.1.2-14 повинен, по суті, розглядатися як аналог EN 1990 «Basis of Structural Design». У порядку підготовки цієї редакції розглядаються деякі проблеми узгодженості трьох згаданих вище нормативних документів.

У підґрунтя виконаної роботи лягли аналіз обґрунтувань, що привели до вимог, сформульованих у нормативних документах, та розгляд наслідків їх виконання у проєктній практиці. Ураховувалися дослідження останнього часу з питань, що відносяться до проблеми забезпечення надійності і безпеки будівельних конструкцій і споруд, опублікованих фахівцями багатьох країн і міжнародними товариствами.

Основною задачею даного дослідження є проведення порівняльного аналізу діючих редакцій ДБН В.1.2-6, ДБН В.1.2-14 і EN 1990, знаходження невідповідностей між ними та формулювання проблем, що потребують розробки при створенні нової редакції ДБН В.1.2-14.

Наведені нижче результати не є вичерпними але, як бачиться авторам, відносяться до основних питань, що підлягають обліку при розробці нової редакції ДБН В.1.2-14.

**Класифікація за ступенем відповідальності.** Прийнята у EN 1990 класифікація – класи за наслідками відмови (СС) з переходом до класів надійності (RC) є досить розпливчатою, тому що не спирається на ясні кількісні чи якісні показники. Тому виправданним є використання у ДБН В.1.2-14:2018 лише класів наслідків для забезпечення відповідного рівня надійності будівельних об'єктів. Також нечіткою у EN 1990 є диференціація надійності для окремої конструкції чи загальної

## **РОЗДІЛ 8. Розвиток українських норм проектування (від 1990 до теперішнього часу)**

---

конструктивної системи будівлі, встановлені межі надійності відносяться, по суті, до перевірки окремого розрахункового перерізу.

У цьому сенсі ДБН В.1.2-14:2018 і стандарт ДСТУ 8855:2019, що деталізують вимоги ДБН до визначення класу наслідків, мають певні переваги, які, на наш погляд, слід зберегти. Це у першу чергу стосується більш детальної класифікації будівельних об'єктів, у підгрунття якої покладено такі міркування.

Класи відповідальності будівель та споруд визначають рівнем можливої матеріальної та соціальної шкоди, пов'язаної з припиненням експлуатації або втратою цілісності об'єкта. Можливі соціальні втрати від відмови повинні оцінюватися залежно від таких факторів ризику, як:

- кількість осіб для котрих можлива небезпека для здоров'я і життя людей, які постійно або періодично перебувають на об'єкті, та для життєдіяльності людей, які знаходяться зовні об'єкта;
- обсяг можливого економічного збитку, що виміряється кількістю мінімальних розмірів заробітної плати;
- можливість припинення функціонування лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, об'єктів комунікацій, зв'язку, енергетики та інженерних мереж, в залежності від рівня (загальнодержавний, регіональний, місцевий чи об'єктовий)

Всі ці міркування призводять до висновку про те, що класифікація будівель та споруд не може бути побудована тільки за однією ознакою і тому в ДБН В.1.2-14:2018 пропонується виконувати її незалежно за кожною з характеристик можливої шкоди, що наведені у *табл. 1* цього документа. Важливо, що в цій таблиці надаються кількісні характеристики зазначених елементів шкоди.

Крім того, враховано, що не можна ігнорувати роль, яку відіграють різні елементи конструкції у складі будівлі або споруди. Тому ДБН В.1.2-14:2018 передбачає можливість класифікувати конструктивні елементи за рівнем їх відповідальності по трьох категоріях:

А – конструкції та елементи, відмова яких може призвести до непридатності до експлуатації будівлі (споруди) або її частини.

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.

В – конструкції, відмова яких не призводить до порушення функціонування будівлі (споруди) в цілому або інших конструкцій або їх елементів.

У складі категорії А можуть виділятися конструкції категорії А1 (головні несучі конструкції), безвідмовність яких забезпечує будівлю або споруду від повного руйнування при аварійних впливах. До категорії А1 також відносяться елементи, відмова яких може стати безпосередньою

**Пічугін С.Ф. ЕТАПИ РОЗВИТКУ ЗАГАЛЬНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

причиною аварійної ситуації з прямою загрозою для людей або довкілля, такі, наприклад, як запобіжні клапани в посудинах високого тиску.

Слід додати таке зауваження: проект нової редакції EN 1990, **Ошибка! Источник ссылки не найден.** як і міжнародний стандарт ISO 2394:2015 пропонують більш широку класифікацію класів наслідків (*табл. 8.6*).

**Таблиця 8.6**

**Класи наслідків будівель і споруд**

| <i>Класи наслідків</i>     | <i>Втрата людського життя, осіб</i> | <i>Економічні, соціальні втрати, шкода для навколишнього середовища</i> | <i>Приклади споруд</i>                                                                                                                                       |
|----------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <i>СС4<br/>Дуже значні</i> | <i>Більше 500</i>                   | <i>Величезні</i>                                                        | <i>Будівлі національного значення, основні захисні оболонки та сховища токсичних матеріалів, великі морські об'єкти, великі греблі тощо.</i>                 |
| <i>СС3<br/>Значні</i>      | <i>Менше 500</i>                    | <i>Дуже великі</i>                                                      | <i>Висотні будівлі, трибуни, великі мости та тунелі, греблі, греблі, невеликі морські об'єкти, трубопроводи, нафтопереробні заводи, хімічні заводи тощо.</i> |
| <i>СС2<br/>Середні</i>     | <i>Менше 50</i>                     | <i>Значні</i>                                                           | <i>Більшість житлових будівель, типові мости та тунелі, типові морські об'єкти, більші та/або небезпечні промислові об'єкти</i>                              |
| <i>СС1<br/>Низькі</i>      | <i>Менше 5</i>                      | <i>Малі</i>                                                             | <i>Невеликі будівлі та промислові об'єкти, другорядні мости, великі вітряні турбіни, невеликі або безпілотні морські об'єкти тощо</i>                        |
| <i>СС0<br/>Дуже низькі</i> | <i>Немає</i>                        | <i>Незначні</i>                                                         | <i>Малоповерхові будівлі, сільськогосподарські будинки, де зазвичай не знаходяться люди, наприклад, теплиці і тощо</i>                                       |

На відміну від діючого варіанту норм, EN 1990 передбачає додаткові класи СС4 (дуже значні наслідки) і СС0 (дуже низькі наслідки), але зауважує, що для них у цих нормах конкретні вимоги не надаються. Крім того, як і у ДБН В.1.2-14:2018, визначення класів наслідків залежить від комбінації загроз для людського життя та економічних, соціальних наслідків і шкоди для навколишнього середовища. При цьому вказується кількість загиблих, а не кількість людей, яким загрожує втрата життя. Слід більш детально проаналізувати доцільність такого розширення для нової

редакції ДБН В.1.2-14. Слід зауважити, що можливо треба буде також змінювати ДСТУ 8855:2019.

**Особливості нормування навантажень.** У ДБН В.1.2-6:2021 перенесено з EN 1990 поділ навантажень (дій) в залежності від змін у часі на постійні (G), змінні (тимчасові) (Q) і випадкові (епізодичні) (A). Такий підхід відрізняється від класифікації навантажень у ДБН В.1.2-14:2018, в якій змінні навантаження додатково поділяються на тривалі і короткочасні, для яких у ДБН В.1.2.2:2006 наведено розгорнутий перелік. Надалі у діючих нормах тривалі і короткочасні навантаження по-різному враховуються у сполученнях зі своїми коефіцієнтами сполучення. Можна вважати доцільним зберегти цю апробовану концепцію, яка не протирічить EN 1990 і дозволяє більш диференційовано враховувати сполучення навантажень різної природи і часового характеру.

При здійсненні перевірки за граничними станами відповідно до EN 1990 з використанням методу часткових коефіцієнтів у розрахункових моделях мають бути прийняті розрахункові значення впливів або ефектів впливів, які слід встановлювати, використовуючи характеристичні або інші репрезентативні значення. Найважливішим репрезентативним значенням впливу  $F$  є характеристичне значення  $F_k$ .

Для визначення характеристичного значення змінного впливу використовуються два окремі незалежні показники:

- проміжок часу (базовий період), під час якого досягається екстремум (наприклад, річний максимум чи мінімум);
- задана ймовірність, коли екстремальні значення не вищі (у разі максимуму) чи нижчі (у разі мінімуму) характеристичного значення.

ДБН В.1.2-6:2021 за аналогією з EN 1990 регламентує, що характеристичне значення  $Q_k$  кліматичних впливів або дій базується на ймовірності 0,02 перевищення її частиною, що змінюється у часі за базовий період в один рік. Це є еквівалентним середній повторюваності один раз за 50 років. Діючий ДБН В.1.2.2:2006 регламентує такий же підхід до обґрунтування характеристичних значень снігового і вітрового навантаження. Логічно розповсюдити такий підхід на інші тимчасові навантаження, наприклад, кранові, як це апробовано у ДБН В.1.2.2:2006.

Крім характеристичних, вказані нормативні документи регламентують інші репрезентативні значення змінних дій. Так, вводиться часто повторювана величина дії, представлена як добуток  $\psi_1 Q_k$ , яка використовується для граничного стану за несучою здатністю, включаючи випадкові дії, та для перевірки зворотних граничних станів за експлуатаційною придатністю. Для будівель часто повторювана величина вибирається так, що термін її перевищення складає 0,01 базового періоду. Відмітимо, що діючий ДБН В.1.2.2:2006 містить готові значення

коефіцієнта  $\psi_1$  для снігового і вітрового навантажень у формі статистично обґрунтованого коефіцієнта надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням  $\gamma_{fe}$  при значенні частки часу  $\eta = 0,01$ . Ще одна репрезентативна величина – квазіпостійна величина, представлена як добуток  $\psi_2 Q_k$ , яка використовується для перевірки граничного стану за несучою здатністю, включаючи випадкові дії та для перевірки зворотних граничних станів за експлуатаційною придатністю. Квазіпостійні величини також використовуються для розрахунків на тривалі впливи. Зокрема, для навантажень на перекриття в будівлях квазіпостійна величина вибирається так, щоб тривалість часу її перевищення становила 0,50 базового періоду.

Слід зазначити, що застосування репрезентативних значень впливів поряд з вибором часткових коефіцієнтів служить одним з інструментів для досягнення необхідних рівнів надійності, що відносяться до несучої здатності та експлуатаційної придатності конструкцій. Тут відзначаються «рівні надійності» замість єдиного «рівня надійності», так як для різних граничних станів (ULS, SLS) ймовірність відмови конструкції або відповідний їй індекс надійності можуть мати різні значення.

***Правила побудови розрахункових комбінацій.*** У проектуванні конструкцій будівель та споруд у межах методу граничних станів розглядають більш несприятливі зміни зовнішніх впливів і параметрів конструктивних елементів. Знижену ймовірність одночасної появи кількох впливів зі своїми максимальними значеннями враховують шляхом множення навантажувальних ефектів від розрахункових значень впливів на коефіцієнти сполучень  $\psi_i < 1,0$ . У загальному випадку можна виділяти два підходи до складання поєднань впливів:

(1) Введення загального коефіцієнта сполучення для всіх змінних впливів, що включені у відповідне сполучення. Такий підхід по суті було впроваджено ще в Єдині норми будівельного проєктування (1930 рік). Ці норми базувалися на основі методу розрахунку за допустимими напруженнями, які були різними за дією основних навантажень (менші значення) і окремо – за дією основних та випадкових навантажень (більші значення). У разі переходу до методу граничних станів врахування специфіки поєднання змінних навантажень було прив'язане до навантажень, які входили в основне, додаткове та особливе сполучення з різними коефіцієнтами сполучення. Таку методику використано і в подальшому у разі складання розрахункових сполучень навантажень у СНіП 2.01.07 та з деякими модифікаціями збережено у ДБН В.1.2-6:2006. При цьому правила побудови розрахункової комбінації впливів були загальними для граничних станів обох груп і для всіх розрахункових ситуацій. Ряд фахівців обґрунтовано підкреслювали, що нормативні коефіцієнти сполучення, зокрема основний  $\psi = 0,9$ , не мають достовірного статистичного підґрунтя і можуть бути зменшені.

## **РОЗДІЛ 8. Розвиток українських норм проектування (від 1990 до теперішнього часу)**

---

(2) Введення окремих коефіцієнтів сполучень до окремих навантажень (комбінаційні значення навантажень) з урахуванням їх природи, тривалості дії тощо. Такий підхід використовує EN 1990, де враховуються також комбінаційні значення окремих навантажень і, крім того, правила утворення розрахункової комбінації залежать від типу граничного стану, що перевіряється. У загальному випадку правила сполучення впливів різні для наступних типів перевірок:

- перевірок граничних станів несучої здатності;
- перевірок граничних станів експлуатаційної придатності.

У рамках перевірок граничних станів несучої здатності для постійних або перехідних розрахункових ситуацій (основні сполучення), згідно з EN 1990 необхідно окремо розглянути такі групи граничних станів несучої здатності:

1) EQU: втрата статичної рівноваги конструкції або будь-якої її частини, що розглядається як жорстке тіло, для якої незначні зміни значення або просторового розподілу постійних впливів від одного джерела є значними та міцність матеріалів конструкції чи основи у загальному випадку не впливає на граничний стан;

2) STR: внутрішнє руйнування, надмірні деформації конструкції або елементів конструкції, включаючи фундаменти, палі, підпірні стінки і т.д., для яких міцність матеріалів має визначальне значення;

3) GEO: руйнування або надмірні деформації основи, для яких міцність основи або скельної породи має визначальне значення для забезпечення несучої здатності конструкції;

4) FAT: втомне руйнування конструкції або елементів конструкції.

5) життєздатність конструкції в момент аварійного впливу, несуча здатність конструкції, пошкодженої аварійним впливом;

6) несуча здатність конструкції під сейсмічним впливом, можливість роботи після закінчення землетрусу.

Перевірка граничних станів за експлуатаційною придатністю пов'язана з розглядом наступних розрахункових комбінацій:

1) Характеристична комбінація, що використовується при перевірках незворотних граничних станів (наприклад, ширини розкриття тріщин);

2) Часто повторювана комбінація, що використовується при перевірках оборотних граничних станів (наприклад, пружних прогинів);

3) Квазіпостійна комбінація, що використовується для перевірки результату дії довготривалих впливів або під час перевірки зовнішнього вигляду конструкції.

Таким чином, EN 1990 враховує сполучення змінних навантажень більш розгорнуто і багатоваріантно, ніж діючі норми. Оскільки у ДБН В.1.2-6:2022 регламентують окремі граничні стани, подібні до зазначених EN 1990, то, можливо, в новій редакції норм потрібно йти аналогічним шляхом. Але при цьому слід уважно проаналізувати

особливості даного підходу. При ньому для кожного граничного стану визначають свої розрахункові величини дій, в яких виділяють ведучу перемінну дію, яку враховують без зниження, та супутні перемінні дії, значення яких множать на коефіцієнти  $\psi_i < 1,0$ . Оскільки досить часто невідомо, яка саме дія (навантаження) є переважаючою і повинна бути ведучою у сполученні, потрібно розглядати варіанти сполучень, де у ролі переважаючої дії виступає кожне тимчасове навантаження, внаслідок цього суттєво збільшується трудомісткість розрахунків.

Крім того, часткові коефіцієнти для перемінних дій за EN 1990 досягають 1,50, тобто переважають аналогічні коефіцієнти надійності за навантаженням за діючими нормами, що часто не відповідає їх фізичному змісту. Тому не виключено, що перехід на процедуру EN 1990 щодо сполучень змінних навантажень призведе до проектування неекономічних конструкцій.

Все вищесказане свідчить про те, що потрібно провести спеціальні порівняльні розрахунки конструкцій за обома варіантами (1) і (2), щоб прийняти обгрунтоване рішення щодо змісту відповідного розділу ДБН В.1.2-14:2018.

**Деякі особливості урахування аварійних впливів.** Після того, як на споруду подіяло деяке аварійне навантаження (вибух газу, землетрус, ураган, теракт) постає основне питання: *чи продовжить ця споруда своє існування надалі?* Якщо споруда зруйнувалася лише частково, то відразу після виникнення особливого впливу слідує період відновлення, що характеризується зниженою міцністю і, відповідно, зниженою надійністю.

До надійності елементів конструкції в аварійній розрахунковій ситуації слід пред'являти ті самі вимоги, що й надійність елементів за весь термін «нормальної» експлуатації. До того ж наслідки руйнування від особливого навантаження, в принципі, можна порівняти з наслідками руйнування від проектних впливів.

Говорячи про необхідний рівень надійності конструкцій для періоду відновлення, слід зазначити, що після аварійного навантаження А, що призвело до обвалення частини конструкцій, ми маємо справу зі зміненою розрахунковою схемою споруди. Тут слід враховувати ту обставину, що у разі значних пошкоджень та відмови важливих конструктивних елементів проводиться евакуація людей та унікальних матеріальних чи нематеріальних цінностей. Цей факт призводить до зміни класу відповідальності споруди.

Після евакуації потенційні збитки від можливого обвалення конструкцій значно знижуються, оскільки саме людські життя становлять переважну частину збитків від руйнування споруди. У загальному випадку таку будівлю можна віднести до першого класу наслідків руйнування СС1, що характеризується незначними наслідками для життя людей та

**РОЗДІЛ 8. Розвиток українських норм проектування  
(від 1990 до теперішнього часу)**

---

незначними економічними, соціальними чи екологічними наслідками, яких можна знехтувати.

Отже, слід розглядати дві групи особливих розрахункових ситуацій для конструктивних елементів, що з появою аварійної події:

1) Безпосередня присутність аварійного впливу  $A$  у розрахунковій схемі. Слід перевіряти надійність конструкцій у момент появи впливу  $A$  з використанням умови

$$E_d = \sum_j \gamma_{G,j} G_j + A_d + \psi_1 Q_1 + \sum_{i>1} \psi_i Q_i \geq R_d. \quad (8.6)$$

2) Ефект від аварійного впливу проявляється опосередковано як наслідки відмов елементів, тобто. розглядається модифікована розрахункова схема, з якої видалено пошкоджені елементи, яка має опір  $R_d^{mod}$ . У такій розрахунковій ситуації, що відповідає розгляду конструктивної системи після завершення дії аварійного навантаження, слід використовувати звичайні навантаження, але відповідні часу  $T_R$ , потрібного для виконання робіт по відновленню. Перевірка має вигляд

$$E_d = \sum_j \gamma_{G,j} G_j + \psi_1 Q_1(T_R) + \sum_{i>1} \psi_i Q_i(T_R) \geq R_d^{mod}. \quad (8.7)$$

Діючі нормативні документи стверджують, що до аварійного сполучення, крім основних впливів, може входити лише одне аварійне навантаження. Підґрунтям цієї тези є короткочасність реалізації аварійного навантаження, що веде до практичної неможливості одночасної появи більш одного такого навантаження.

Але наслідки аварійного навантаження можуть зберігатися довгий час, тому сполучення таких наслідків з іншим аварійним навантаженням може бути цілком реальним. Цими наслідками можуть бути як зміна розрахункових параметрів конструкції (наприклад, геометричних вимірів перерізу від пошкодження), так і наявність залишкових напружень і переміщень (наприклад, від нерівномірних деформацій основи фундаментів, обумовлених зміною структури ґрунту при замочуванні просідаючих ґрунтів).

Для таких сполучень умови перевірки повинні мати вигляд

$$E_d = \sum_j \gamma_{G,j} G_j + A_{d1} + A_{d2}^{cons} + \psi_1 Q_1 + \sum_{i>1} \psi_i Q_i \geq R_d^{mod}, \quad (8.8)$$

де  $A_{d1}$  — безпосереднє аварійне навантаження,  $A_{d2}^{cons}$  — зусилля, що є наслідками від попереднього аварійного навантаження (аналог попереднього напруження).

**Розширення поняття про граничні стани.** Досягнення граничного стану першої групи у ДБН В.1.2-14:2018 (чи стану ULS у EN 1990) сформульовано таким чином, що цей випадок відповідає припиненню існування об'єкта. Такий же зміст має п. 3.2 ДБН В.1.2-6:2022, де декларується вимога відсутності пошкодження і руйнування частини будівлі або споруди. Але вимога про забезпечення відсутності руйнувань порушується (і цілком свідомо) при сейсмічному впливі та при пожежі, де має місце ідея відтворення зруйнованих частин об'єкту шляхом ремонту. Деякі неявні вказівки на це наведені у табл. 3 ДБН В.1.2-14:2018, як вказівка про необхідність ремонту пошкоджених аварією елементів категорії Б.

Не в останню чергу вказана ситуація пов'язана з досить невизначеним описом, що являє собою експлуатація об'єкту, яку припиняє граничний стан.

На нашу думку слід дати точні вказівки, щодо використання граничних станів, яким відповідають окремі експлуатаційні рівні. Наприклад таким чином:

- Рівень I – відсутність пошкоджень та можливість продовження експлуатації після аварійного впливу (виконання вимог першої групи граничних станів та вибіркове виконання вимог другої групи граничних станів);
- Рівень II – запобігання безпеки життєдіяльності та можливість проведення ремонтно-відновлювальних робіт (виконання вимог першої групи граничних станів);
- Рівень III – забезпечення загальної стійкості споруди, збереження життя людей, цінного обладнання та інфраструктури, необхідної для ліквідації наслідків аварійного впливу (виконання вимог першої групи граничних станів для конструкцій категорії А за ДБН В.1.2-14-2018).

Слід додати, що зазначення існування відокремлених експлуатаційних рівнів може бути використане у разі оцінки технічного стану існуючих конструкцій. Саме таким чином формулюють ці питання в EN 1998-3, що містить поняття:

- Граничний стан поблизу руйнування (NC).
- Граничний стан суттєвого пошкодження (SD).
- Граничний стан обмеженого пошкодження (DL).

ДБН В.1.2-6:2022, відповідно до EN 1990, розширює зміст граничних станів експлуатаційної придатності шляхом розрізнення оборотних та необоротних граничних станів. Очевидно, що оборотні стани – це добре

**РОЗДІЛ 8. Розвиток українських норм проектування  
(від 1990 до теперішнього часу)**

---

відомі граничні стани другої групи за попередньо діючими нормами; їх присутність у нормативних документах, що розробляються, не викликає питань. У той же час «необоротні граничні стани» – це інший вид граничних станів, які розвиваються після того, як припиняється вплив, що їх викликав (наприклад, постійні локальні пошкодження або постійні недопустимі деформації тощо). Очевидно, що критерії необоротних граничних станів повинні бути розроблені для конструкцій з різних матеріалів.

**Доцільні значення імовірності відмови.** ДБН В.1.2-14-2018 передбачає, що нормативні вимоги до безвідмовності формулюють за допомогою доцільних значень імовірності відмови  $P^{ex}$  або дальності відмови  $\beta^{ex}$  (у більшості міжнародних документів замість термінів «дальність відмови» (характеристика безпеки) використовується «індекс надійності»).

У EN 1990 надані мінімальні значення індексу надійності  $\beta$  для двох базових періодів (1 рік і 50 років) в залежності від класу наслідків. ДБН В.1.2-14:2018 надає значення  $\beta$  більш детально, розглядаючи не тільки клас наслідків, але і категорію відповідальності конструкції, розрахункову ситуацію (усталена, перехідна, аварійна) і групу граничних станів (перша чи друга). Але якому контрольному періоду ці значення відповідають явно не сказано, хоча по деяким непрямим даним можна розуміти, що йдеться про 50 років.

Взагалі, ці значення залежать від економічних параметрів того випадку, що розглядається: вартості наслідків відмови (прямий та непрямий збиток), початкової вартості зведення та обслуговування будівлі, включаючи вартість вжитих заходів для гарантування безпеки. Крім того, великий вплив формує так звана «ціна життя», тобто кошти, які суспільство бажає (і може) витратити на врятування життя однієї людини. Всі ці дані досить приблизно пов'язані з класифікацією об'єктів будівництва за наслідками відмови, і, як свідчать численні дослідження, мають велику розбіжність. Тому природно встає питання по доцільність дуже дрібної деталізації.

Мабуть, можна прийняти більш узагальнений погляд EN 1990, що відповідає системі масового проектування (при цьому має сенс зберегти врахування впливу категорії відповідальності елементів). А для унікальних об'єктів дозволяти розраховувати оптимальне значення  $\beta$ , керуючись вказівками ISO 2394:2015 (додаток G), де наведено відповідну методику.

Відомо, що наведені в EN 1990 значення індексу надійності  $\beta$  пов'язані з перевіркою елементів конструкції (розрахункових перерізів) Але слід підкреслити, що у тих випадках, коли перевірка пов'язана з елементом категорії A1, то його відмова може відповідати глобальним

обвалом конструктивної системи чи значної її частини. Звертаючи увагу на цю обставину, у ряді публікацій внесено пропозиції щодо врахування наслідків обвалення (відмови) конструктивної системи шляхом введення доповнення до індексу надійності  $\Delta\beta = 0,4$ .

Враховуючи сказане, можна пропонувати використання значень  $\beta$  і відповідних ймовірностей відмови  $P$ , які наведено у *табл. 8.7*.

Потрібно зазначити, що сказане головним чином відноситься до конструкцій будинків, для них співвідношення між прямими і непрямими збитками мають певне і досить стале значення. Це враховувалось розробниками EN 1990 у призначенні індексів надійності. Споруди можуть мати зовсім іншу структуру збитків від відмови, у деяких випадках непрямі збитки набагато перевищують прямі збитки. Як приклад, можна вказати на деякі гідротехнічні споруди, руйнування котрих може мати катастрофічні наслідки.

**Таблиця 8.7**  
**Доцільні значення індексу надійності  $\beta$  та ймовірності вімови  $P$**

| Клас наслідків<br>(відповідальності) | Категорія<br>відповідальності<br>і конструкцій | Базовий період 1 рік |          | Базовий період 50 років |          |
|--------------------------------------|------------------------------------------------|----------------------|----------|-------------------------|----------|
|                                      |                                                | $\beta_1$            | $P_1$    | $\beta_{50}$            | $P_{50}$ |
| CC3                                  | A1                                             | 5,6                  | 5,99E-08 | 4,5                     | 2,99E-06 |
|                                      | A, B, B                                        | 5,2                  | 5,16E-07 | 4,0                     | 2,58E-05 |
| CC3                                  | A1                                             | 5,1                  | 8,63E-07 | 3,9                     | 4,31E-05 |
|                                      | A, B, B                                        | 4,7                  | 6,08E-06 | 3,4                     | 3,04E-04 |
| CC3                                  | A1                                             | 4,6                  | 9,66E-06 | 3,3                     | 4,83E-04 |
|                                      | A, B, B                                        | 4,2                  | 5,56E-05 | 2,8                     | 2,78E-03 |

**Контроль якості.** У першій редакції ДБН В.1.2-14, що вийшла у 2009 році, був розділ «Контроль і нагляд», виключений із ДБН В.1.2-14:2018 по формальним міркуванням про неналежність таких питань юрисдикції Мінрегіонбуду. Цю тезу слід переглянути, бо якщо самі процедури контролю і нагляду виконують не будівельники, то формулювання їхніх цілей і умов повинні бути передбачені у проектній документації і тому не можуть бути проігнорованими у документі, присвяченому загальним принципам надійності та безпеки.

Нагадаємо, що весь будівельний процес від проектування до прийняття в експлуатацію поділяють на етапи, кожен з яких повинен завершуватися контролем якості виконаних робіт. Роботи наступного етапу не можна розпочинати до завершення контролю та приймання результатів попереднього етапу. Ці етапи, як правило, узгоджують з тими технологічними моментами, коли одна фаза будівельного процесу змінюється іншою, або коли відповідальність переходить від одного виконавця до іншого. Обов'язковому контролю підлягають ті проміжні

**РОЗДІЛ 8. Розвиток українських норм проектування  
(від 1990 до теперішнього часу)**

---

результати робіт, які в подальшому стають недоступними для контролю (приховані роботи).

Результати контролю використовують для прийняття рішень відносно можливості завершення процесу чи використання його результатів, або ліквідації знайденої невідповідності

Слід відновити деякі положення вказаного розділу і навести у новій редакції вказівки про:

- рекомендований зміст і строки виконання контрольних процедур;
- вимоги щодо призначення параметрів, що підлягають контролю при будівництві і подальшій експлуатації об'єкту;
- вимоги щодо оцінки результатів перевірок;
- необхідність контрольних випробувань об'єкту при задачі у експлуатацію.

**Проблеми нелінійного аналізу.** Норми обмежують застосування методу часткових коефіцієнтів у виконанні нелінійних розрахунків. Так, у розділі 6.2 EN 1990 сказано, що використання правил перевірки конструкцій за граничними станами обмежене випадками лінійного розрахунку за дією статичного навантаження, з наступною перевіркою окремих критичних перерізів із використанням глибоко нелінійних моделей опору. Щодо нелінійних розрахунків, то рекомендується використовувати спеціальні правила, які наведені в різних частинах EN 1991 - EN 1999.

На нашу думку, у ДБН В.1.2-14 слід надати деякі відомості про відмінність способів перевірки міцності у лінійному і нелінійному випадках:

- Лінійний аналіз орієнтований на перевірку типу

$$E_d = E(\gamma_F F \psi_d; a_d) \leq R(f / \gamma_M; a_d) = R_d, \quad (8.9)$$

де  $E_d$ ,  $R_d$  – відповідно розрахункові значення ефекту впливу та опору;  $\gamma_F$  – частковий коефіцієнт, що враховує мінливість впливу  $F$ ;  $\gamma_M$  – частковий коефіцієнт, що враховує відхилення міцності матеріалу від його характеристичного значення  $f_k$ .

- Нелінійний аналіз за своєю природою завжди є оцінкою глобального типу, в якому всі конструктивні елементи системи перебувають у взаємодії. Перевірка глобального опору для оцінювання результатів нелінійних розрахунків виражається наступним чином:

$$E\left(\sum_i \gamma_G G_{ki} + \sum_j \gamma_Q Q_{kj} \psi_{0j}\right) \leq \frac{R(f_m)}{\gamma_{GL}}, \quad (8.10)$$

де максимальний опір  $R$  отримується з нелінійного розрахунку і відповідає заданому експлуатаційному рівню,  $\gamma_{GL}$  – глобальний коефіцієнт надійності. При цьому нелінійний аналіз виконується з найбільш ймовірними значеннями базисних змінних, застосовуючи для опису властивостей матеріалів діаграми деформування із середніми значеннями міцності ( $f_m$ ).

Зауважимо, що нелінійний аналіз, що базувався би на розрахункових характеристиках міцності, представлених екстремально низькими значеннями, що мають дуже низьку ймовірність появи, не відображає реальних властивостей конструкції в цілому і може призводити до нереалістичних перерозподілів ефектів впливів (внутрішніх зусиль). Якщо у перевірках перерізів у запас надійності ми орієнтуємось на використання характеристик з дуже низькою ймовірністю, то уявити собі, що весь матеріал конструкції має таку властивість, дуже складно.

**Висновки та перспективи подальших розробок.** У розділі проведено порівняльний аналіз основних нормативних документів в галузі надійності в будівництві. Розглянуті питання узгодженості національної системи нормування в галузі надійності будівельних об'єктів з європейськими нормами. Підтверджено, що базовий нормативний документ ДБН В.1.2-6 «Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість» спільно з запланованою новою редакцією ДБН В.1.2-14 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи» повинен розглядатися як аналог EN 1990 «Basis of Structural Design». Проаналізовані невідповідності між цими нормативними документами та сформульовані деякі проблеми, що потребують розроблення і врахування при створенні нової редакції ДБН В.1.2-14. Зокрема, показано, що для переходу до нових правил побудови розрахункових комбінацій навантажень, який використовує EN 1990, потрібно провести спеціальні порівняльні розрахунки конструкцій, щоб прийняти обґрунтоване рішення про зміст відповідного розділу ДБН В.1.2-14:2018. Обґрунтовані пропозиції щодо поділу будівель та споруд за класами відповідальності. Розглянуто новий підхід до нормування навантажень, проаналізовано вибір репрезентативних значень змінних дій. Особливо розглянуті особливості урахування аварійних впливів. Розширені поняття про граничні стани несучої здатності та граничні стани експлуатаційної придатності з поділом на оборотні та необоротні стани. Підкреслено важливість вибору доцільних значень імовірності відмови будівельних об'єктів. Пропонується таблиця значень індексу надійності та імовірностей відмови для базових періодів 1 рік і 50 років для об'єктів різних класів наслідків. Надані відомості про відмінність способів перевірки міцності у лінійному і нелінійному випадках. Підкреслено, що нормативний документ щодо надійності повинен

обов'язково мати розділ, присвячений контролю якості виконаних робіт. Наведені у розділі пропозиції пропонуються врахувати при розробленні нормативних документів щодо надійності будівель і споруд.

### **Література до розділу 8**

1. Перельмутер А.В. Жили-были (воспоминания и размышления) / А.В. Перельмутер. – Изд. третье, перераб., доп. и переданное для свободного доступа в Интернете. – К.: СКАД СОФТ, 2017. – 265 с.
2. Гильдегорн Л.А. О классификации стальных конструкций / Л.А. Гильдегорн, А.В.Перельмутер // Строительная механика и расчет сооружений. – 1990. – №3.
3. Пічугін С.Ф. Розрахункові коефіцієнти норм проектування на основі аналізу надійності сталевих конструкцій /С.Ф. Пічугін // Будівництво України. – 1994. – №1.– С. 18 – 20.
4. Перельмутер А.В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций / А.В. Перельмутер. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.: Изд. УкрНИИПСК, 2000. – 216 с.
5. Пашинський В.А. Атмосферні навантаження на будівельні конструкції / В.А. Пашинський. –К.: УкрНДІПСК, 1999. – 185 с.
6. Кінаш Р.І. Снігове навантаження в Україні / Р.І. Кінаш, О.М. Бурнаєв.– Львів: Вид-во науково-техн. літ., 1997. – 848 с.
7. Гордеев В.Н. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / В.Н. Гордеев, А.И. Лантух-Лященко, В.А. Пашинский, А.В. Перельмутер, С.Ф. Пичугин / Под общей редакцией А.В. Перельмутера.– К.: Изд-во «Сталь», 2005. – 480 с.
8. Пичугин С.Ф. Надежность стальных конструкций производственных зданий / С.Ф.Пичугин, – М: Изд-во АСВ, 2011. – 456 с.
9. Пічугін С.Ф. Підготовка Національних додатків до норм Єврокоду з навантажень і впливів / С.Ф. Пічугін, А.В. Махінко, Ю.В. Дрижирук // Зб. наук. праць (галуз. машинобудування, будівництво) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Вип. 4 (39). – Полтава: ПолтНТУ, 2013. – С. 204 – 208.
10. Махінко А.В. Обоснование калибровки коэффициентов сочетания постоянной, снеговой и ветровой нагрузок при расчете металлических конструкций в рамках ДСТУ-Н Б EN 1990 / А.В. Махінко, Н.А.Махінко // Металеві конструкції. – 2015. – Том 21, №2. – С. 81 – 98.
11. Перельмутер А.В. Щодо нової редакції ДБН В.1.2-14-2009 / А.В.Перельмутер, С.Ф. Пічугін// Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2018. – №2. – С. 33 – 34.
12. Перельмутер А.В. Відносно нової редакції ДБН В.1.2-14;2018 / А.В. Перельмутер, С.Ф. Пічугін // Наука і будівництво. Том к2 №2 (2022). – С. 19 – 29. Doi:<https://doi.org/10.33644/2313-6679-08-2022-2>.

13. Адріанов В.П. Вітчизняному будівництву – сучасну нормативну базу / В.П. Адріанов, О.І. Кордун // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2022. – №3-4. – С. 26 – 32.

## РОЗДІЛ 9. КОЕФІЦІЄНТИ УМОВ РОБОТИ

*Истина це те, що витримує перевірку досвідом.*  
**Альберт Ейнштейн**

*Ніхто не вірить у гіпотезу,  
за винятком того, хто її висунув,  
але всі вірять в експеримент,  
за винятком того, хто його проводить*  
**Аспрантське прислів'я**

### 9.1. Коефіцієнти умов роботи у нормах проєктування

Як вказано вище, коефіцієнт умов роботи  $\gamma_c$  (попереднє позначення  $m$ ) повинен враховувати всі особливості роботи й експлуатації конструкцій, що не враховані в явному вигляді іншими коефіцієнтами методики граничних станів. Тому це найбільш навантажений за призначенням 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 необхідною точністю та з розумними працевтратами. Відомо, що у будь-якому розрахунку вводяться спрощуючі положення, 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 немінучі 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 проєктується, вводиться коефіцієнт умов роботи  $\gamma_c$ . Можна вважати, що він має статистичну природу, в окремих випадках він детально вивчений і обґрунтований. Однак в деяких випадках його значення встановлені експертним методом на основі досвіду проєктування та експлуатації і потребують подальшого вивчення і уточнення.

**Пічугін С.Ф. ЕТАПИ РОЗВИТКУ ЗАГАЛЬНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

Таблиця 9.1

Коефіцієнти умов роботи для сталевих конструкцій (НіТУ 121-55)

| <i>Призначення коефіцієнту</i>                                                                                                                                              | <i>№ з/п</i> | <i>Елементи, сполучення</i>                                                                                                                                                                                                                                                                   | <i>Коеф-ти умов роботи</i> |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------|
| <i>Елементи конструкцій (т)</i>                                                                                                                                             | 1            | <i>Корпуси і днища резервуарів</i>                                                                                                                                                                                                                                                            | 0,8                        |
|                                                                                                                                                                             | 2            | <i>Колони громадських будівель і опор водонапірних башт</i>                                                                                                                                                                                                                                   | 0,9                        |
|                                                                                                                                                                             | 3            | <i>Стиснуті елементи ферм і суцільні балки перекриття під залами театрів, клубів, кіно, трибун, приміщень магазинів, книгосховищ і архівів при вазі перекриття, рівній або більшій корисного навантаження</i>                                                                                 | 0,9                        |
|                                                                                                                                                                             | 4            | <i>Стиснуті елементи кроквяних ферм та прогони покрівель будівель при сніговому навантаженні на більше 70 кг/м<sup>2</sup> і вазі покрівлі 150 кг/м<sup>2</sup> і більше, а також при сніговому навантаженні на більше 100 кг/м<sup>2</sup> і вазі покрівлі 300 кг/м<sup>2</sup> і більше</i> | 0,95                       |
|                                                                                                                                                                             | 5            | <i>Елементи, що кріпляться однобічно</i>                                                                                                                                                                                                                                                      | 0,75                       |
| <i>З'єднання конструкцій (т<sub>с</sub>)</i>                                                                                                                                | 6            | <i>Заклепки з потайними або півпотайними головками</i>                                                                                                                                                                                                                                        | 0,8                        |
|                                                                                                                                                                             | 7            | <i>Заклепки, що працюють на розтяг (відрив головки)</i>                                                                                                                                                                                                                                       | 0,6                        |
|                                                                                                                                                                             | 8            | <i>Чорні, чисті і рифлені болти, що працюють на розтяг</i>                                                                                                                                                                                                                                    | 0,8                        |
|                                                                                                                                                                             | 9            | <i>Анкерні болти, що працюють на розтяг</i>                                                                                                                                                                                                                                                   | 0,65                       |
| <i>Елементи конструкцій і сполучень</i>                                                                                                                                     | 10           | <i>Інші елементи конструкцій і сполучень (за винятком вказаних у примітках і в спеціальних технічних умовах)</i>                                                                                                                                                                              | 1,0                        |
| <i>Примітки. 1. Коефіцієнти умов роботи листових конструкцій доменних цехів, силосів і бункерів, а також щогл електропередачі встановлюються спеціальними інструкціями.</i> |              |                                                                                                                                                                                                                                                                                               |                            |
| <i>2. Коефіцієнт умов роботи для елементів, що кріпляться однобічно, встановлено для рівнобічних кутиків і нерівнобічних кутиків, що кріпляться вузькою полицею</i>         |              |                                                                                                                                                                                                                                                                                               |                            |

Початкові значення коефіцієнтів умов роботи були включені в перші норми проєктування за граничними станами. Зокрема, для сталевих конструкцій в НіТУ 121-55 було включено доволі розгорнуту шкалу значень цього коефіцієнта (табл. 9.1).

Наведемо пояснення до деяких пунктів цієї таблиці.

- Пункт 1 таблиці – понижений коефіцієнт умов роботи враховує підвищену небезпеку руйнування резервуарів і складний напружений стан листової конструкції резервуару, зокрема, з'єднання корпусу з днищем, де створюється крайовий ефект.

## РОЗДІЛ 9. Коефіцієнти умов роботи

- Пункти 2 і 3 – коефіцієнт умов роботи, менший ніж одиниця, стосовно конструкцій за дією переважно постійного навантаження (з малим коефіцієнтом надійності за навантаженням) обґрунтовується тим, що ці відповідальні конструкції можуть зруйнуватися від будь-якого незначного випадкового довантаження. Відмітимо також те, що перелічені конструкції працюють на малозмінне навантаження, й їх граничний стан може відбутися, коли величина опору матеріалу конструкції буде найменшою. Для порівняння, якщо конструкція працює на навантаження із значною змінністю, граничний стан настає тоді, коли найменші величини опору матеріалу сполучаються з найбільшими величинами навантажень, що відбувається значно рідше і менш небезпечно.
- Пункти 2, 3 і 4 відносяться до стиснутих елементів, можливе руйнування яких відбувається різко і особливо небезпечно.
- Пункт 5 – стержні, виконані із одиночних кутиків, в місцях приєднання однією з полиць передають зусилля з ексцентриситетом, який знижує їх несучу здатність, що враховується коефіцієнтом умов роботи 0,75.
- Пункти 6, 7 і 8 – понижені коефіцієнти умов роботи заклепових і болтових з'єднань враховують їх специфіку роботи і асоціюються з перехідними коефіцієнтами для допустимих опорів тих же з'єднань, які обґрунтовуються у розділі 6 книги (табл. 6.11).
- Пункт 9 – суттєво понижений коефіцієнт умов роботи анкерних болтів 0,65 враховує їх підвищену відповідальність, оскільки вони забезпечують стійкість будівлі в цілому, знаходячись при цьому у потайному обетонованому стані; крім того вони мають різьбу і можуть завантажуватися нерівномірно. Такий підхід перейшов у методику граничних станів з розрахунків за допустимим напруженнями (див. розділ 6 книги).

**Таблиця 9.2**  
**Коефіцієнти умов роботи  $m$  для сталевих конструкцій**  
**(СНІП II-V.3-72, додаткові пункти)**

| № з/п | Елементи конструкцій                                                                                             | Коеф-ти умов роботи |
|-------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------|
| 2     | Стиснуті основні елементи (крім опорних) решітки ферм покриттів і перекриттів при гнучкості їх $\lambda \geq 60$ | 0,8                 |
| 3     | Стиснуті розкоси просторових решітчастих конструкцій з одиночних кутиків, прикріплених до поясів однією полицею  | 0,75; 0,8;<br>0,9   |
| 4     | Підкранові балки під крани вантажопідйомністю 5 т і більше важкого і дуже важкого режиму роботи                  | 0,9                 |

У наступних нормах СНІП II-V.3-72 «Сталеві конструкції» з таблиці коефіцієнтів умов роботи були вилучені: п. 1 щодо конструкцій резервуарів; п. 4 щодо кровляних ферм і прогонів, завантажених сніговим навантаженням та п.п. 6 – 9, що відносилися до з'єднань конструкцій. Були внесені наступні додаткові пункти (табл. 9.2):

**Пічугін С.Ф. ЕТАПИ РОЗВИТКУ ЗАГАЛЬНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

- Пункт 2 – понижений коефіцієнт  $m = 0,8$  стосовно стиснутих елементів решітки ферм. Це було пов'язано з тим, стиснуті стержні, що знаходились зазвичай у середніх частинах ферм, підбиралися за невеликими зусиллями, мали малі перерізи і були занадто гнучкими; вони легко пошкоджувалися при транспортуванні, монтажі і експлуатації, могли достроково втрачати стійкість і призводити до аварій ферм (такі випадки дійсно траплялися в 1960–1970 роки минулого століття). Введення даного коефіцієнта у певній мірі зняло вказану проблему.

- Пункт 3 – регламентував особливості роботи стержнів просторових решітчастих конструкцій з одиночних кутиків.

- Пункт 4 – понижений коефіцієнт умов роботи  $m = 0,9$  мав за мету підвищити надійність сталевих підкранових балок, котрі у важких умовах експлуатації одержували масові пошкодження.

У нормах СНіП II-23-81 таблиця коефіцієнтів умов роботи, з якої був вилучений понижений коефіцієнт для підкранових балок, суттєво поповнилася новими пунктами (табл. 9.3).

- Пункт 4 – понижуючий коефіцієнт  $\gamma_c = 0,95$  для перевірок загальної стійкості суцільних балок враховує характер цього виду руйнування, що відбувається різко і небезпечно.

- Пункт 5 – понижуючий коефіцієнт  $\gamma_c = 0,9$  враховує наявність різьби в розтягнутих елементах у розрахунку за основним перерізом.

**Таблиця 9.3**

**Коефіцієнти умов роботи  $\gamma_c$  для сталевих конструкцій  
(СНіП II-23-81, додаткові пункти)**

| <b>№ з/п</b> | <b>Елементи конструкцій</b>                                                                                                                                                                 | <b>Коеф-ти умов роботи <math>\gamma_c</math></b> |
|--------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------|
| 4            | Суцільні балки у розрахунках на загальну стійкість                                                                                                                                          | 0,95                                             |
| 5            | Затяжки, тяги, відтяжки, підвіски, виконані з прокатної сталі                                                                                                                               | 0,9                                              |
| 6            | Елементи стержневих конструкцій покриттів і перекриттів:                                                                                                                                    |                                                  |
|              | а) стиснуті (за винятком замкнених трубчастих перерізів) у розрахунках на стійкість                                                                                                         | 0,95                                             |
|              | б) розтягнуті у зварних конструкціях                                                                                                                                                        | 0,95                                             |
|              | в) розтягнуті, стиснуті, стикові накладки в болтових конструкціях, що сприймають статичне навантаження, у розрахунках на міцність                                                           | 1,05                                             |
| 7            | Суцільні складені балки, колони, стикові накладки, що сприймають статичне навантаження і виконані за допомогою болтових з'єднань (крім високоміцних болтів), у розрахунках на міцність      | 1,1                                              |
| 8            | Перерізи прокатних і зварних елементів, стикові накладки у місцях стиків, виконаних на болтах (крім стиків на високоміцних болтах), під статичним навантаженням, у розрахунках на міцність: |                                                  |
|              | а) суцільних балок і колон                                                                                                                                                                  | 1,1                                              |
|              | б) стержневих конструкцій покриттів і перекриттів                                                                                                                                           | 1,05                                             |

• Пункт 6 – коефіцієнти стосовно елементів стержневих конструкцій: понижений  $\gamma_c = 0,95$  для стиснутих елементів при перевірці стійкості і розтягнутих у зварних конструкціях; одночасно щодо тих самих конструкцій, що мають болтові з'єднання, у розрахунках на міцність регламентовано підвищений коефіцієнт  $\gamma_c = 1,05$ .

• Пункти 7 і 8 – підвищені коефіцієнти  $\gamma_c = 1,05 - 1,1$  стосовно конструкцій, з'єднаних болтами, чим враховується більш сприятливий характер роботи і можливого руйнування таких конструкцій порівняно зі зварними конструкціями.

Крім коефіцієнтів  $\gamma_c$ , наведених у *табл. 9.3*, які можна вважати «основними», СНИП II-23-81 містили шкали коефіцієнтів умов роботи з'єднань  $\gamma_b = 0,75 - 1,0$ ; елементів опор ЛЕП  $\gamma_c = 0,75 - 0,95$ ; конструкцій антенних споруд зв'язку  $\gamma_c = 0,55 - 1,10$  і окремо – визначення коефіцієнтів умов роботи для розтягнутого одиночного кутика, який кріпиться однією полицею болтами.

Значення коефіцієнтів умов роботи сталевих конструкцій були дещо змінені в СНИП II-23-81\*[1]. З додатковими змінами шкала коефіцієнтів умов роботи перейшла в Норми України ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування» [2]) (*табл. 9.4*).

Із попереднього варіанту норм було вилучено п. 4 зі зменшеним коефіцієнтом у розрахунку суцільних балок на загальну стійкість та п. 7 зі збільшеним коефіцієнтом для перевірки на міцність суцільних балок і колон з болтовими з'єднаннями при статичному навантаженні.

Разом з тим у ДБН були внесені нові пункти (*табл. 9.4*):

• Пункт 4 – підвищений коефіцієнт умов роботи  $\gamma_c = 1,05$  для колон виробничих споруд з мостовими кранами, який частково враховує підвищений рівень надійності колон у порівнянні з іншими конструкціями внаслідок сумісної дії на них кількох випадкових навантажень (інформацію з цього питання наведено нижче у п. 9.3 та більш детально у монографії [3]).

• Пункт 9 – група підвищених коефіцієнтів умов роботи  $\gamma_c = 1,10 - 1,20$  стосовно опорних плит різної товщини при дії статичного навантаження, що враховують, очевидно, відносно сприятливі умови роботи під навантаженням цих конструктивних елементів.

Як і в попередньому варіанті норм проектування сталевих конструкцій, ДБН В.2.6-198:2014, крім наведених у *табл. 9.4* загальних коефіцієнтів умов роботи, регламентує відповідні коефіцієнти для специфічних видів сталевих конструкцій:

- для болтових з'єднань – у вигляді розгорнутої таблиці;
- для конструкцій опор повітряних ліній електропередавання, конструкцій відкритих пристроїв і ліній контактних мереж електротранспорту –  $\gamma_c = 0,75 - 0,95$ ;

**Пічугін С.Ф. ЕТАПИ РОЗВИТКУ ЗАГАЛЬНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

Таблиця 9.4

**Коефіцієнти умов роботи сталевих конструкцій (ДБН В.2.6-198:2014)**

| №<br>п/п                                                    | Елементи конструкцій                                                                                                                                                                                                                         | Коефіцієнти<br>умов роботи<br>$\gamma_c$ |
|-------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------|
| 1                                                           | Балки суцільного перерізу і стиснуті елементи ферм перекриттів під залами театрів, клубів, кінотеатрів, під трибунами, під приміщеннями магазинів, книгосховищ і архівів тощо, під тимчасовому навантаженні, що не перевищує ваги перекриття | 0,90                                     |
| 2                                                           | Колони громадських будинків і опор водонапірних башт                                                                                                                                                                                         | 0,95                                     |
| 3                                                           | Колони одноповерхових виробничих споруд із мостовими кранами                                                                                                                                                                                 | 1,05                                     |
| 4                                                           | Стиснуті основні елементи (крім опорних) решітки складеного таврового перерізу з двох кутиків у зварних фермах покриттів і перекриттів у розрахунку на стійкість зазначених елементів із гнучкістю $\lambda \geq 60$                         | 0,80                                     |
| 5                                                           | Затяжки, тяги, відтяжки, підвіски у розрахунку на міцність у перерізі без послаблень                                                                                                                                                         | 0,90                                     |
| 6                                                           | Перерізи елементів конструкцій зі сталі з границею текучості до $440 \text{ Н/мм}^2$ , що несуть статичне навантаження, у розрахунку на міцність у перерізі, послабленому отворами для болтів (окрім фрикційних з'єднань) :                  |                                          |
|                                                             | - суцільних балок і колон                                                                                                                                                                                                                    | 1,10                                     |
|                                                             | - стрижневих конструкцій покриттів та перекриттів                                                                                                                                                                                            | 1,05                                     |
| 7                                                           | Стиснуті елементи решітки просторових решітчастих конструкцій, виконаних з одиночних рівнополічкових кутиків згідно з рис. 13.3, які прикріплюються однією полицею (для нерівнополічкових кутиків – більшою полицею):                        |                                          |
|                                                             | а) безпосередньо до поясів за допомогою зварних швів або двох болтів і більше, що встановлені вздовж кутика:                                                                                                                                 |                                          |
|                                                             | - розкоси (рис. 13.3, а);                                                                                                                                                                                                                    | 0,90                                     |
|                                                             | - розпірки (рис. 13.3, б, в, е)                                                                                                                                                                                                              | 0,90                                     |
|                                                             | - розкоси (рис. 13.3, в, г, д, е);                                                                                                                                                                                                           | 0,80                                     |
|                                                             | б) безпосередньо до поясів за допомогою одного болта або через фасонку незалежно від виду з'єднання                                                                                                                                          | 0,75                                     |
| 8                                                           | Елементи плоских ферм з одиночних кутиків, стиснуті елементи, виконані із одиночних кутиків, які прикріплюються однією полицею (для нерівнополічкових кутиків – меншою полицею), за винятком елементів, наведених у позиції 7 цієї таблиці   | 0,75                                     |
| 9                                                           | Опорні плити, виконані зі сталі з границею текучості до $390 \text{ Н/мм}^2$ , що несуть статичне навантаження, товщиною, мм:                                                                                                                |                                          |
|                                                             | а) до 40 включно;                                                                                                                                                                                                                            | 1,20                                     |
|                                                             | б) понад 40 до 60 включно;                                                                                                                                                                                                                   | 1,15                                     |
|                                                             | в) понад 60 до 80 включно                                                                                                                                                                                                                    | 1,10                                     |
| <b>Примітка:</b> Рис. 13.3 знаходиться у ДБН В.2.6-198:2014 |                                                                                                                                                                                                                                              |                                          |

- для конструкцій антенних споруд зв'язку заввишки до 500 м –  $\gamma_c = 0,55 - 1,10$ ;
- для конструкцій річкових гідротехнічних споруд –  $\gamma_c = 0,55 - 1,10$  в основних сполученнях навантажень;  $\gamma_c = 0,70 - 1,50$  в особливих сполученнях навантажень.

## 9.2. Конструктивна поправка як оцінка коефіцієнта умов роботи

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

$$k_\sigma = \frac{\sigma_{\text{експер}}}{\sigma_{\text{теор}}}; \quad k_f = \frac{f_{\text{експер}}}{f_{\text{теор}}}. \quad (9.1)$$

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 коефіцієнта умов роботи.*

Зважаючи на структуру граничної нерівності граничних станів першої групи (розділ 7), коефіцієнт умов роботи є величиною, оберненою конструктивній поправці, тобто

$$\gamma_c = 1/k_\sigma; \quad k_\sigma = 1/\gamma_c. \quad (9.2)$$

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. [4], наступним чином розгорнув наближену структуру конструктивної поправки сталевих конструкцій:

$$k = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 \alpha_7 \alpha_8, \quad (9.3)$$

де  $\alpha_1$  – загальна поправка на розрахункову схему;  
 $\alpha_2$  – поправка на геометричну схему;  
 $\alpha_3$  – поправка на конструктивні елементи;  
 $\alpha_4$  – поправка на перерізи робочих елементів;  
 $\alpha_5$  – поправка на просторову роботу;  
 $\alpha_6$  – поправка на осадку і поворот опор;  
 $\alpha_7$  – поправка на навантаження: його величину, взаємне положення і зміну;  
 $\alpha_8$  – поправка на жорсткість вузлів.

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

**Конструктивні поправки сталевих ферм.** У роки, що передували Другій світовій війні, ЦНПС і Гинстальмост виконали випробування 300 легких кроквяних ферм [5], 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. 9.1).

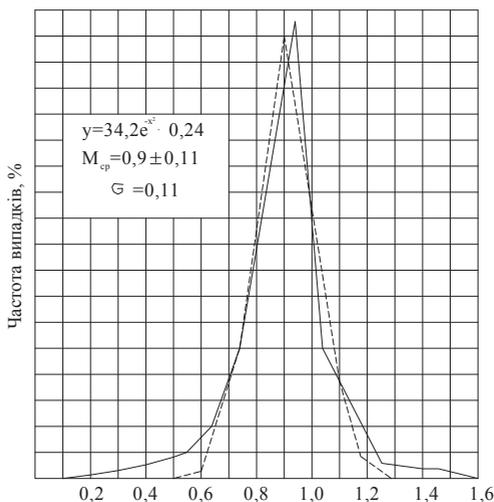


Рис. 9.1. Крива розподілу значень конструктивних поправок легких ферм

## РОЗДІЛ 9. Коефіцієнти умов роботи

Дослідна крива була вдало апроксимовані В.В. Кураєвим нормальним розподілом з наступним рівнянням:

$$y = 34,2e^{\frac{x^2}{0,024}} \quad (9.4)$$

Для розуміння природи конструктивної поправки сталевих кроквяних ферм нагадаємо, що за визначення зусиль ферми представляють 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. 9.5) внаслідок впливу жорсткості вузлів і нерозрізності поясів. Ці особливості в меншій мірі впливають на величини осьових зусиль у стержнях: конструктивна поправка за напруженнями  $\kappa = 0,96$  для зварних ферми легкого типу (табл. 9.5). Ця тенденція в меншій мірі проявляється для важких ферм з Н-подібними перерізами стержнів, а також для клепананих ферм.

Таблиця 9.5

**Конструктивні поправки сталевих ферм різних типів [5]**

| 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 їх загальній статичній схемі (розрізна, нерозрізна, вільно оперта, защемлена). Це положення наглядно ілюструють дані табл. 9.6.

Таблиця 9.6

**Конструктивні поправки сталевій багатопролітній нерозрізній фермі (при різних методах розрахунку) [5]**

| 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                          |

**Конструктивні поправки підкранових балок.** Під час згаданих вище досліджень Г.О. Шапіро [4] була оцінена дійсна робота деяких сталевих підкранових балок, одержані конструктивні поправки наведені в *табл. 9.7*. Досить незвичні значення поправок, що перевищують одиницю, є наслідком доволі складної роботи підкранових балок. Г.О. Шапіро поясняв дані *табл. 9.7* 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 9.7**

**Конструктивні поправки підкранових балок за напруженнями  
(за випробуваннями Г.О.Шапіро [4])**

|                               | <i>Підкранові балки</i> |                    |                      |                    |
|-------------------------------|-------------------------|--------------------|----------------------|--------------------|
|                               | <i>1</i>                | <i>2</i>           | <i>3</i>             | <i>4</i>           |
| <i>Конструктивна поправка</i> | <i>1,29</i>             | <i>1,26...1,33</i> | <i>0,955...1,070</i> | <i>1,18...1,47</i> |

У період переходу від методу допустимих напружень до методу граничних станів (50..60-ті роки ХХ-го століття) активізувалися натурні експериментальні дослідження конструкцій з уточнення їх дійсної роботи і виявлення конструктивних поправок. Деякі результати стосовно кранових і підкранових конструкцій, одержані у цей період, наведені в *табл. 9.8*. 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.

За даними Московського інженерно-будівельного інституту (МІБІ), одержаних дещо пізніше в 60-і роки минулого століття [7, 8], конструктивна поправка за прогинами зварних підкранових балок знаходиться в інтервалі 0,85...1,00.

Таблиця 9.8

Конструктивні поправки кранових і підкранових конструкцій  
(за результатами випробувань ДПІ Проектстальконструкція [6])

| Найменування<br>об'єктів                                    | Конструктивні поправки            |                        |                      |                     |
|-------------------------------------------------------------|-----------------------------------|------------------------|----------------------|---------------------|
|                                                             | кранових і<br>підкранових<br>ферм |                        | підкранових балок    |                     |
|                                                             | за<br>проги-<br>нами              | за<br>напру-<br>женням | за<br>проги-<br>нами | за напру-<br>женням |
| 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 «Електросталь»                   | 0,74                              | –                      | –                    | –                   |
| Рафинировочний цех Мончегорського заводу «Североникель»     | 0,67...1,0                        | –                      | –                    | –                   |
| Шихтовий двір заводу «Красный Октябрь»                      | –                                 | –                      | 0,53                 | 0,51                |

**Конструктивні поправки поперечних рам і колон.** Найбільш повні дані щодо конструктивних поправок поперечних рам одержав Г.О. Шапіро під час масштабних натурних випробувань виробничих будівель в 30...50 роки минулого століття [4]. Деякі із одержаних результатів наведені у табл. 9.9. Цех №1 – мартенівський, збудований на початку ХХ-го століття, з шарнірним сполученням ригелів з колонами і клепанними сталевими конструкціями. Цех №4 – також мартенівський, проектування 1940-х років, з жорсткими поперечними рамами і решітчастими ригелями.

Як видно з таблиці, конструктивні поправки за поперечними зміщеннями виявилися дуже малими у порівнянні з розрахунком плоскої окремо стоячої рами, що наочно свідчить про суттєву наближеність цієї розрахункової моделі. Після врахування просторової розрахункової моделі конструктивна поправка значно збільшується, хоча ще не досягає одиниці, що свідчить про неповну досконалість просторової моделі ОВБ 1940..1950 років.

Таблиця 9.9

Конструктивні поправки рам ОБВ за поперечними зміщеннями [4]

| № 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 ОБВ, теоретичні і експериментальні значення нормальних сил відрізняються незначно, конструктивні поправки близькі до одиниці (табл. 9.10). Конструктивні поправки колон за моментами значно менше внаслідок більш складної їх природи (невизначеність бічних сил кранів, ексцентричність спірання підкранових балок, складна конструкція в'язей і робочих майданчиків тощо).

Таблиця 9.10

Конструктивні поправки сталевих колон [4]

| Тип колони                               |              | Конструктивні поправки |                          |
|------------------------------------------|--------------|------------------------|--------------------------|
|                                          |              | за нормальними силами  | за згинальними моментами |
| Важка (з гілками із складених двотаєрів) | 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              |

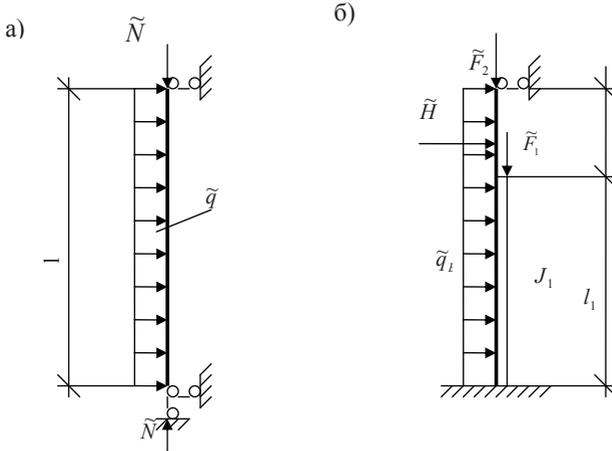
### 9.3. Імовірнісні оцінки коефіцієнта умов роботи сталевих конструкцій

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

#### *Коефіцієнт умов роботи сталевих ступінчастих колон.*

Особливістю конструкцій колон є, зокрема, те, що на них діють кілька випадкових навантажень, що мають різну імовірнісну природу (постійні, атмосферні, кранові) (рис. 9.2). Тому оцінка надійності таких конструкцій досить складна, її одержано в дослідженнях, що проводилися на кафедрі КМДіП ПолтНТУ на протязі кількох років [9, 10, 11]. Ці дослідження дозволили, зокрема, оцінити резерви несучої здатності сталевих колон

ОВБ, що не враховувалися діючими нормами, і запропонувати новий коефіцієнт умов роботи.



**Рис. 9.2. Розрахункові схеми колон ОВБ:**  
а – стійка постійного перерізу; б – ступінчаста колона

Для одержання конкретних результатів був перевірений ряд характерних ступінчастих колон виробничих будівель, запроєктованих за нормами [1], частина одержаних результатів ілюструється *табл. 9.11*, 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 за терміном експлуатації  $t = 50$  років, визначені наближено за кількістю викидів  $N_+(t) \leq 1$ .

Як видно з *табл. 9.11*, були розглянуті колони в широкому діапазоні параметрів: з жорстким і шарнірним сполученні колон з ригелями, для рам з прольотами 24...36 м і кроками 6 і 12 м, з теплою і холодною покрівлею з профільованим настилом і залізобетонними панелями, з мостовими кранами вантажопідйомністю 30/5...125/20 тс режимів 4К-6К і 7К, з сніговими і вітровими навантаженнями 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 за примірну рівнозабезпеченість 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 оцінити 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  $\gamma_c = 1,15 \dots 1,53$ . 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  $\gamma_c$  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  $\gamma_c = 1,15$  для нижніх частин сталевих ступінчастих колон і рекомендувати його у норми проектування і підсилення сталевих конструкцій. При розробці ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування» [2] ця рекомендація обережно врахована у формі  $\gamma_c = 1,05$  для колон ОВБ, оснащених мостовими кранами.

***Коефіцієнт умов роботи статично невизначених рам.*** В теорії надійності будівельних конструкцій 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 після відмови одного або навіть кількох 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

РОЗДІЛ 9. Коефіцієнти умов роботи

Таблиця 9.11

Оцінка надійності ступінчастих колон виробничих будівель

| Варіант | Статуслення<br>пуселя з колоною | Геометричні<br>параметри |                     | Навантаження              |       |        |                       | Імовірності відмови    |            | Коефіцієнт<br>умов роботи |
|---------|---------------------------------|--------------------------|---------------------|---------------------------|-------|--------|-----------------------|------------------------|------------|---------------------------|
|         |                                 | $\frac{L}{B}$            | $\frac{l_2}{l_1}$   | Покрівля                  | Крапи | Райони | Верхня частина        | Нижня<br>частина       |            |                           |
|         |                                 |                          |                     | Режим                     | Сніг  | Вітер  | $Q_d(t)$              | $Q_l(t)$               | $\gamma_c$ |                           |
| 1       | жор-<br>стке                    | $\frac{24}{12}$          | $\frac{3,97}{16,4}$ | тепла<br>з.б.<br>панелі   | 7К    | I      | 0,48                  | $0,96 \times 10^{-2}$  | 1,15       |                           |
| 2       | жор-<br>стке                    | $\frac{36}{12}$          | $\frac{6,6}{12,4}$  | тепла<br>з.б.<br>панелі   | 4К-6К | II     | 0,023                 | $4,15 \times 10^{-4}$  | 1,15       |                           |
| 3       | шар-<br>нірне                   | $\frac{30}{12}$          | $\frac{6,1}{11,0}$  | тепла<br>проф-<br>настил  | 4К-6К | II     | $9,83 \times 10^{-4}$ | $2,24 \times 10^{-7}$  | 1,32       |                           |
| 4       | жор-<br>стке                    | $\frac{30}{12}$          | $\frac{6,4}{14,2}$  | тепла<br>з.б.<br>панелі   | 4К-6К | II     | 0,054                 | $6,5 \times 10^{-5}$   | 1,25       |                           |
| 5       | шар-<br>нірне                   | $\frac{36}{12}$          | $\frac{6,02}{14,4}$ | тепла<br>з.б.<br>панелі   | 7К    | II     | 0,213                 | $1,71 \times 10^{-6}$  | 1,18       |                           |
| 6       | шар-<br>нірне                   | $\frac{24}{12}$          | $\frac{5,23}{17,0}$ | тепла<br>з.б.<br>панелі   | 4К-6К | I      | 0,54                  | $5,0 \times 10^{-8}$   | 1,19       |                           |
| 7       | шар-<br>нірне                   | $\frac{24}{6}$           | $\frac{3,25}{9,75}$ | холодна<br>з.б.<br>панелі | 7К    | I      | 0,71                  | $2,78 \times 10^{-12}$ | 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 [9, 12, 13], вдалось у певній мірі подолати вказані труднощі і розробити методики оцінки надійності СНС, придатні до практичного застосування, та запропонувати нову шкалу коефіцієнтів умов роботи стосовно таких систем

Було проведено порівняльний аналіз методів розрахунку надійності СНС: метод станів, логіко-імовірнісний метод, метод граничної рівноваги. На цій основі було розроблено імовірнісний метод граничної рівноваги (ІМГР). Повну оцінку імовірності відмови СНС з випадковою міцністю і навантаженням було одержано в результаті розробки варіанту ІМГР, що базується на кінематичному методі граничної рівноваги. Було використано варіант цього методу, названий «методом комбінованих механізмів», які складаються з основних механізмів руйнування СНС: балочних, поперхових (зсувних) і вузлових. Метод реалізовано у вигляді алгоритму і програми ПЕОМ, під час розрахунку за якою формуються комбіновані механізми з різним числом шарнірів пластичності, відкидаються статично неприпустимі (надмірні) та малоімовірні механізми (рис. 9.3). Оцінку імовірності відмови СНС в цілому визначали як диз'юнкцію корельованих умов відмови головних механізмів, відповідним підвищенням ймовірностям руйнування.

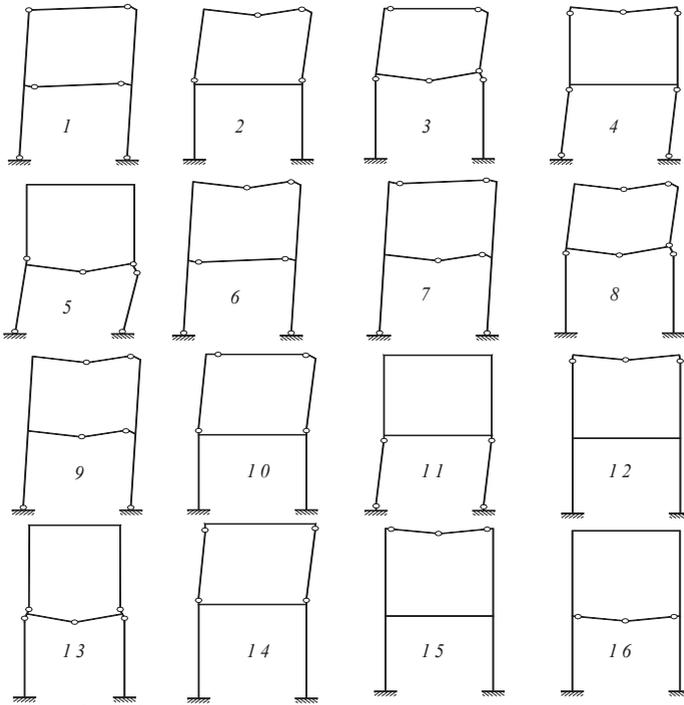
Із застосуванням розроблених методик і програм було виконано числовий експеримент з визначення надійності 140 статично невизначених рам різного призначення і конфігурації, причому кількість поверхів варіювалася від одного до трьох, кількість прольотів – також від одного до трьох. Кількісно підтверджено,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

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

Аналіз показав, що по мірі наближення механізму руйнування СНС до балочного механізму коефіцієнт  $\gamma_s$  зменшується, а до зсувного механізму – збільшується; максимальні значення коефіцієнта  $\gamma_s$  отримані стосовно повних механізмів руйнування, частковий механізм призводить до зменшення коефіцієнта  $\gamma_s$ .

**РОЗДІЛ 9. Коефіцієнти умов роботи**

Одержані коефіцієнти схемної надійності знаходяться в інтервалі  $\gamma_s = 1,18 \dots 1,27$  (табл. 9.12), тобто свідчать про суттєві резерви несучої здатності СНС, що не враховують діючі норми. Цей коефіцієнт умов роботи СНС призначено до використання у розрахунках несучої здатності перерізів елементів СНС з урахуванням пластичної стадії роботи.



**Рис. 9.3. Можливі механізми руйнування двоповерхової рами**

**Таблиця 9.12**

**Розрахункові значення коефіцієнта умов роботи  $\gamma_s$  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 до розділу 9**

1. СНиП II-23-81\* Стальные конструкции. Нормы проектирования / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 96 с.
2. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 205 с.
3. Пічугін С.Ф. Розрахунок надійності будівельних конструкцій / С.Ф. Пічугін. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2016. – 520 с.
4. Шапиро Г.А. Действительная работа стальных конструкций промышленных цехов / Г.А. Шапиро. – М.-Л.: Госстройиздат, 1952. – 287 с.
5. Стрелецкий Н.С. Основы статистического учета коэффициента запаса прочности сооружений / Н.С. Стрелецкий. – М.: Госстройиздат, 1947. – 94 с.
6. Мельников Н.П. Практика применения метода расчета стальных конструкций по предельным состояниям / Н.П. Мельников / Материалы Международного совещания по расчету строительных конструкций (Москва, декабрь 1958 г). – М: Госстройиздат, 1961. – С. 164 – 182.
7. Кикин А.И. Повышение долговечности конструкций промышленных зданий / А.И. Кикин, А.А. Васильев, Б.Н. Кошутин. – М.: Стройиздат, 1969. – 416 с.
8. Кикин А.И. Повышение долговечности металлических конструкций промышленных зданий / А.И. Кикин, А.А. Васильев, Б.Н. Кошутин, Б.Ю. Уваров, Ю.Л. Вольберг. – М.: Стройиздат, 1984. – 302 с.
9. Пичугин С.Ф. Надежность стальных конструкций производственных зданий / С.Ф. Пичугин. – М.: Издательство АСВ, 2011. – 456 с.
10. Пичугин С.Ф. К определению надежности стальных ступенчатых сжато-изогнутых колонн / С.Ф. Пичугин // Легкие строительные конструкции покрытий зданий: Межвуз. сборник. – 1977. – Вып. 4. – Ростов-на-Дону, – С. 106 – 111.
11. Пичугин С.Ф. Вероятностная оценка резерва устойчивости сжато-изогнутых стержней / С.Ф. Пичугин, Ю.А. Харченко // Пути повышения эффективности строительства: Сб. научных трудов. – 1993. – К.: УМК ВО, – С. 72 – 80.
12. Пічугін С.Ф. Імовірнісний розрахунок сталевих колон методом статистичного моделювання / С.Ф. Пічугін, Пашенко А.М. // Зб. наук. праць (галуз. машинобуд., будівництво). – 2000. – Вип.6. Частина 2. – Полтава: ПДТУ імені Юрія Кондратюка. – С. 115 – 118.
13. Пичугин С.Ф. Оценка надежности стальных рам на основе метода предельного равновесия / С.Ф. Пичугин, В.П. Чичулин // Эффективные стр. материалы и конструкции, используемые при возведении зданий и сооружений: Сб. научных трудов. – 1992. – К.: УМК ВО, – С. 30 – 36.
14. Пічугін С.Ф. Дослідження пластичного руйнування статично невизначених сталевих рам методом граничної рівноваги / С.Ф. Пічугін, О.В. Гнітько // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів і конструкцій. – 1998. – Вип. 3. – Львів: «Каменяр», – С. 181 – 186.

## РОЗДІЛ 10 КОЕФІЦІЄНТ СПОЛУЧЕННЯ НАВАНТАЖЕНЬ<sup>1</sup>

*Сполучення непередбачуваності та надійності –  
це рідкісне та прекрасне поєднання*

**Олена Ревіч**  
скрипалька, музичний педагог

### 10.1. Деякі загальні міркування

**Вступ.** У реальних умовах практично не зустрічають конструкції, що сприймають дії тільки одного навантаження, і цей факт обов'язково повинен бути врахований у будь-якому варіанті аналізу. Він же породжує проблему вибору розрахункового сполучення навантажень, одну з центральних у перевірках надійності споруд. Так чи інакше, ця проблема вирішувалася різними дослідниками, і завданням цього розділу є розгляд цих підходів до вирішення задачі про вибір розрахункової комбінації навантажень і відповідних коефіцієнтів сполучення. Саме так, за традицією, проблему розглядають і продовжують розглядати, хоча більш правильно було б говорити про розрахункову комбінацію внутрішніх зусиль, напружень тощо.

Адже розрахункова комбінація навантажень або розрахункова комбінація внутрішніх реакцій системи (зусиль, напружень, переміщень) – різні ситуації, їх ймовірності можуть відрізнитися на кілька порядків. Наприклад, стосовно кранового навантаження:

- локальний тиск у стінці підкранової балки реалізується від дії одного крана – ймовірність дорівнює ймовірності реалізації максимального тиску колеса;
- розрахункове навантаження на поперечний переріз великопролітної підкранової балки реалізується від дії декількох кранів, і його ймовірність дорівнює ймовірності реалізації одночасного виникнення максимальних тисків на колесо різних кранів у поєднанні з ймовірністю установки коліс крана в невідгідну позицію на лінії впливу;
- розрахункове навантаження на колону – реалізація відноситься до одночасної дії максимальних тисків у чотирьох кранів, плюс ймовірність їх установки на лінію впливу, плюс ймовірність одночасного гальмування в один бік або одночасної появи бічних сил з напрямками дії, що збігаються.

---

<sup>1</sup> Матеріал цього розділу опублікований у статті А.В. Перельмутера і С.Ф. Пічугіна «Розрахункові сполучення навантажень для перевірки надійності конструкцій (огляд)» (рос.) // Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. – К.: Вид-во «Сталь», 2015. – Вип. 15. – С. 4 – 47.

Завдання стосовно сполучення випадкових навантажень зазвичай розглядають як проблему викиду за заданий рівень суми випадкових процесів у припущенні про мінливість навантаження, що реалізується лише у часі. Проте для багатьох навантажень випадковими є й розподіл поверхнею споруди чи інші просторові параметри, такі, як випадкова сфера впливу, тобто. їх слід було б розглядати як просторово-часові випадкові процеси. Так, розглядаючи завдання визначення невідного сполучення внутрішніх зусиль від дії кількох кранів, не можна враховувати лише ймовірнісні властивості суми випадкових процесів. Адже такі випадкові параметри, як величина кранового навантаження та положення крана на лінії впливу не додаються. Очевидно, така уточнена постановка завдання ще чекає на свого дослідника, цей факт слід враховувати, оцінюючи ті чи інші підходи до вирішення цієї задачі.

Кількість робіт, що висвітлюють проблему сполучення навантажень на споруду, дуже велика, і автори намагалися включити до списку літератури практично всі відомі ним публікації, хоча далеко не всі з них проаналізовано в даному розділі. Водночас вважалося доречним не виключати їх зі списку, який через зазначену обставину подано не в порядку цитування, а в алфавітному порядку.

І ще одне попереднє зауваження. Сталося так, що вітчизняну школу дослідження надійності розвивали незалежно від закордонної, а наші закордонні колеги майже нічого не знали про наші здобутки. Більшість результатів при цьому перевідкривали, а традиція наказувала привласнювати їх різним авторам. Щоб переконатися в цьому, достатньо подивитися на короткі огляди, що передують багатьом нашим та зарубіжним публікаціям. Таким чином, з'явилися, наприклад, такі терміни, як «характеристика безпеки за Ржаніциним» і «індекс надійності Корнелла», що визначають практично одну й ту саму величину, а також ряд інших понять, аналогічних за суттю, але названих по-різному.

У цьому розділі автори намагалися розглянути проблему як загальну, в якій різні потоки часто виявлялися паралельними, але все ж таки, за можливістю, називаючи точні дати, котрі дають уявлення стосовно справжніх пріоритетів. Це ні в якому разі не повинно означати деяку вторинність тих чи інших досягнень, скоріше тут слід говорити за сумний ефект взаємної неінформованості (і, можливо, незацікавленості).

**Перші рішення.** Теоретичні основи розрахунку конструкцій були сформульовані у методах будівельної механіки, яка оформилася як самостійна наукова дисципліна до середини XIX століття. З її появою з'явилася можливість встановити правила проектування споруд. Вперше у будівельну науку коефіцієнт запасу ввів знаменитий французький інженер та вчений Л.М.А. Навьє, який запропонував у 20-ті роки XIX століття встановити розрахункові допустимі напруження, які повинні бути набагато

меншими від руйнівних, і при яких конструкція повинна працювати надійно. Таким чином, починаючи з XIX століття, практикували метод напружень, що допускаються, на основі коефіцієнта запасу, який використовували в будівельних розрахунках до 50-х років XX століття.

Само по собі значення коефіцієнта запасу призначали емпірично з урахуванням інженерної інтуїції, досвіду проектування та експлуатації конструкцій, переважно шляхом спроб і помилок. І вже тоді інженери використовували деякі прийоми, що дозволяють врахувати нерівноправність внеску різних навантажень у коефіцієнт запасу. Так, протягом XIX століття колони незмінно розраховували на повне тимчасове навантаження від усіх поверхів, що підтримуються ними. Після 1900 р., зокрема, місцеві будівельні норми Чикаго (США), вже допускали зниження тимчасового навантаження, оскільки вважалося малоімовірним, щоб одночасно на всіх поверхах тимчасове навантаження було максимальним. Норми передбачали розрахунок на максимальне тимчасове навантаження тільки конструкцій верхнього поверху, на 95% навантаження – передостаннього поверху, на 90% – ще поверхом нижче і так далі, поки тимчасове навантаження не знизиться до 50%, яке враховували для всіх нижніх поверхів. Аналогічні рекомендації, прийняті у Лондонських будівельних правилах у 1909 р., досі використовують у більшості будівельних норм.

Проблема сполучення навантажень важлива також у зв'язку з розрахунком конструкцій на дію вітрового навантаження. Перші приклади врахування вітрового навантаження були засновані на аналогії з правилами проектування залізничних мостів, прийнятих після відомого обвалення мосту Тей. Вважалося, що навряд чи міст нестиме максимальне вертикальне тимчасове навантаження, коли від штормового вітру виникнуть великі горизонтальні навантаження. Таким чином, виникло правило допускати у разі сполучення вертикальних навантажень та вітрового навантаження підвищення звичайних напружень на 20%. Це правило було перенесено в практику проектування багатопверхових будівель і було включено спочатку до американських, а потім англійських будівельних норм, хоча його обґрунтованість залишалася під питанням.

Пізніше, наприклад, у вітчизняних нормах проектування сталевих конструкцій коефіцієнт запасу залежав від кількості і характеру навантажень, на які розраховували конструкцію. До 1942 р. найбільший коефіцієнт запасу  $k = 1,7$  і найменше допустиме напруження  $[\sigma] = 14 \text{ кН/см}^2$  приймали для масової будівельної сталі марки Ст3 у розрахунках на навантаження, що діяли постійно або часто співпадали, наприклад, постійні навантаження і сніг (основне розрахункове сполучення). За умови врахування більшого числа і більш випадкових навантажень, таких як вітер ураганної інтенсивності або вплив температури (додаткове розрахункове сполучення), допустиме напруження

приймали  $[\sigma] = 17 \text{ кН/см}^2$ , а коефіцієнт запасу дорівнював  $k = 1,4$ . У 1942 р. значення напружень, що допускаються, були підвищені до 16 і 18  $\text{кН/см}^2$ . Коефіцієнти запасу приймали відповідно 1,5 та 1,33. Ці коефіцієнти запасу і напруження, що допускаються, були прийняті в НіТУ 1-46, що діяли до 1955 р., до введення НіТУ 121-55, заснованих на методі граничних станів.

## 10.2. Імовірнісний підхід до оцінки надійності

*Перші кроки.* Очевидно, вперше усвідомив недоліки емпіричного підходу проф. Качинчі (Будапешт, 1911 р.), який запропонував проводити статистичне вивчення навантажень та механічних властивостей матеріалів. М. Майер у 1926 році запропонував дослідити проблеми безпеки споруд методами математичної статистики та теорії ймовірності [104].

У 1929 році Н.Ф. Хоціалов, зважаючи на мінливість основних параметрів, запропонував вести проектування конструкцій, виходячи з деякої регламентованої ймовірності аварійної відмови конструкції [56]. Основна ідея цієї роботи зводилася до фундаментального твердження, що абсолютна надійність є недосяжною метою, якщо враховувати наявні невизначеності даних щодо міцності. Проте, сформульована як гасло – «Проектувати з урахуванням можливості аварії», – ця ідея М.Ф. Хоціалова зустріла сильний опір і була надовго відкинута.

Подальшим розвитком ідей М. Майера та Н.Ф. Хоціалова з'явилися виконані в тридцять роки ХХ століття роботи М. Плата, В. Вержбицького, А.М. Фрейденталя та М.С. Стрілецького [45, 82, 109, 135]. У них в якості випадкових величин використовували міцнісні характеристики матеріалу і параметри навантажень, і навіть йшлося вже про ймовірність порушення деяких регламентованих вимог міцності (наприклад, неперевищення певного рівня опору), а не про ймовірність аварії.

Зокрема, М.С. Стрілецький формулював завдання забезпечення надійності як вимогу, щоб можливе максимальне значення випадкової величини навантажувального ефекту  $Q_d$  не перевищувало можливе мінімальне значення випадкової міцності  $R_d$ .

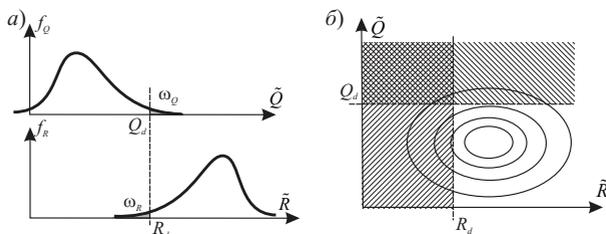


Рис. 10.1. Розподіли випадкових величин  $\tilde{Q}$  і  $\tilde{R}$

Якщо згадані випадкові величини  $\tilde{Q}$  і  $\tilde{R}$  представити своїми розподілами (рис. 10.1, а), то ймовірність того, що  $\tilde{Q} \geq Q_d$  або  $\tilde{R} \leq R_d$  представиться площами  $\omega_Q$  і  $\omega_R$  відповідно. Передбачалося, що добуток цих площ може характеризувати можливість відмови (детально про цю концепцію, названу «гарантією неруйнівності», викладено вище у п. 7.4). Неважко бачити (див. рис. 10.1, б), що при цьому неточно враховується випадок одночасного виконання нерівностей  $\tilde{Q} \geq Q_d$  та  $\tilde{R} \leq R_d$  (двічі заштриховано).

**Рішення у техніці випадкових величин.** Після Другої світової війни А.М. Фрейденталь [83 – 86] і за ним О.Р. Ржаніцин [34 – 36] ввели у розгляд випадкову величину резерву міцності  $\tilde{Z} = \tilde{R} - \tilde{Q}$ , за допомогою якої вимогу надійності виражали як необхідність того, щоб величина  $\tilde{Z}$  була невід'ємною з деякою наперед заданою ймовірністю. Сама умова  $\tilde{Z} = \tilde{R} - \tilde{Q} \geq 0$  реалізується в області, розташованій під прямою  $\tilde{R} = \tilde{Q}$ , яка проходить під кутом  $45^\circ$  через початок координат (рис. 10.2, а).

Якщо розглядати двовірну щільність ймовірності  $P_{\tilde{Q}, \tilde{R}}$ , то об'єм тіла під поверхнею цієї функції, розташований поза областю надійності, вказує на ймовірність відмови (рис. 10.2, б).

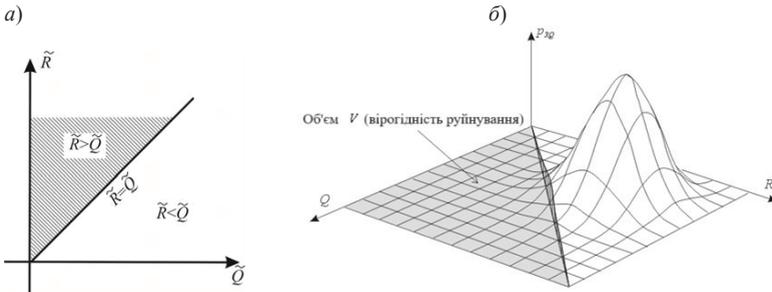


Рис. 10.2. Випадкова величина резерву міцності:

а – область реалізації умови резерву міцності; б – імовірність руйнування

У другій половині ХХ століття було виконано численні роботи, присвячені становленню та вдосконаленню імовірнісних методів, тобто. власне, йшла робота з підготовки наступного етапу розвитку розрахунків конструкцій – безпосередньої розрахункової оцінки надійності конструкцій. І тут велику роль відіграли класичні роботи В.В. Болотіна [4 – 6], в яких на основі використання теорії випадкових процесів було обґрунтовано більш строга концепція ймовірнісного розрахунку на

надійність. До завдання надійності увійшов такий параметр, як час. При цьому, на відміну від інших вітчизняних досліджень, роботи В.В. Болотіна ставали широко відомими за кордоном.

**Метод розрахункових граничних станів.** Суттєвим етапом у розвитку розрахунку конструкцій став напівімовірнісний метод розрахункових граничних станів, по суті практичний варіант використання деяких положень імовірнісного підходу. Будучи за формою детермінованим, він ґрунтується на використанні методів статистичного аналізу під час знаходження коефіцієнтів надійності, характерних для цього методу. Умовну систему згаданих коефіцієнтів надійності було запропоновано у 1944 році І.І. Гольденблатом, М.Г. Костоковським та О.М. Поповим і покладено основою схеми розрахунку у розробці будівельних норм і правил. Ця робота була виконана комісією у складі В.О. Балдіна, О.О. Гвоздєва І.І. Гольденблата, Ю.М. Іванова, В.М. Келдиша, Л.І. Оніщика, М.С. Стрілецького та К.Е. Таля [3]<sup>1</sup>.

Метод розрахункових граничних станів було запроваджено у СРСР в якості керівного принципу розрахунків будівельних конструкцій з 1 січня 1955 року при затвердженні першого видання Будівельних норм і правил. Надалі розрахунок за граничними станами завоював широке визнання у всьому світі і в даний час його покладено в основу більшості міжнародних та національних стандартів з проектування, зокрема, в стандарті ISO [94] та в системі Єврокодів, де він отримав назву «метод часткових коефіцієнтів надійності» [78].

Зауважимо, що впровадження цього методу за кордоном розтяглося на десятки років і дуже важко пояснити це простим незнанням. Можна припустити, що основну роль тут відіграла відсутність у середині 1950-х років необхідного статистичного матеріалу стосовно обґрунтування значень часткових коефіцієнтів надійності (про це чесно говорили автори методу, які при цьому поклалися на майбутні дослідження, а спочатку підганяли результати під рішення, перевірені попереднім досвідом). У західних країнах, де не прийнята командна система впровадження нововведень, це не давало можливості переконати інженерну громадськість у терміновій необхідності зміни підходу до проектування, тим більше, що підгонка під попередній досвід не давала помітного економічного ефекту<sup>2</sup>.

---

<sup>1</sup> Цікаво відзначити, що Олексій Руфович Ржаніцин, чий дослідження, безумовно, вплинули на прийняття рішень (див., наприклад, [35]), завжди заперечував, коли його називали одним з авторів методу розрахункових граничних станів.

<sup>2</sup> Зокрема, деяку економію було досягнуто для конструкцій, на які діють переважно постійні навантаження з мінімальними коефіцієнтами перевантаження, а саме — 3...10% економії для кроквяних та підкροквяних ферм, тоді як підкранові балки залишилися практично незмінними. Колони виробничих будівель або залишилися без змін, або навіть стали дещо важчими.

Так, у США метод було реалізовано в проектуванні сталевих конструкцій будівель лише в 1978 році під назвою LRFD (Load and Resistance Factor Design – Проектування з коефіцієнтами навантаження та опору), при цьому як обґрунтування було вказано на дослідження С.А. Корнелла [67] та Н.С. Лінда [100].

### 10.3. Моделі навантажень

У вирішенні задачі вибору сполучення навантажень необхідно мати адекватні моделі цих навантажень як випадкових величин або випадкових процесів, що розгортаються у часі та просторі.

**Випадкові величини.** Навантаження, що не змінюються у часі або такі, що їх тимчасовою мінливістю можна знехтувати, визначаються лише своєю інтенсивністю. За відомому просторовому розподілі такі навантаження можна вважати випадковими величинами. Якщо з будь-яких міркувань відоме максимальне за розрахунковий період значення змінного навантаження, це значення також є випадковою величиною, яку можна використовувати в розрахунках надійності.

Досить тривалий час імовірнісні дослідження надійності оперували випадковими величинами навантажень та опорів, при цьому практично розглядали дію одного навантаження. Його значення у різні моменти часу вважали окремими реалізаціями випадкової величини, сукупність яких давала значення таких статистичних параметрів як середнє значення, середньоквадратичне відхилення тощо. Виходячи з цих характеристик були отримані розрахункові значення навантаження, які забезпечували деяку заздалегідь задану ймовірність його появи. Якщо ж враховували не одне таке навантаження, то фактично приймали гіпотезу про одночасне для різних навантажень досягнення максимуму (розрахункового значення).

**Випадкові процеси.** Більш реалістичним є розгляд навантажень як випадкових функцій часу (випадкових процесів). Найбільш важливою властивістю випадкового процесу є залежність чи незалежність його властивостей від початку відліку часу. Відповідно до цього розрізняють нестационарні та стаціонарні випадкові процеси. Математичне очікування, дисперсія та стандарт стаціонарного випадкового процесу можуть бути постійними, а кореляційна функція залежить лише від різниці значень аргументів  $\tau = t_i - t_j$ .  $K(t_i, t_j) = K(\tau)$ .

В імовірнісному описі навантаження в техніці стаціонарних випадкових процесів характеристикою їх частотної структури є ефективна частота (або частота процесу за нулями), яка визначається як

$$\omega = \sqrt{-\ddot{K}(0) / K(0)} = \hat{x} / \hat{\dot{x}}, \quad (10.1)$$

де  $\hat{x}$ ,  $\hat{\dot{x}}$  – стандарти процесу та його першої похідної;  $K(0)$  – кореляційна функція випадкового процесу  $\tilde{x}(t)$  при  $\tau = 0$ .

Крім стаціонарних та нестаціонарних випадкових процесів, в інженерних розрахунках розглядають ще один клас процесів, так звані квазістаціонарні випадкові процеси. Це такі процеси, імовірнісні характеристики яких змінюються у часі повільно порівняно зі зміною самих випадкових процесів. Більшість реальних навантажень, наприклад, снігових і вітрових, виявляється саме квазістаціонарними випадковими навантаженнями.

Залежно від особливостей поведінки, а також з метою спрощення аналізу використовують різні моделі випадкових процесів.

Перші дослідження, в яких навантаження було представлено у вигляді деякої випадкової функції часу, природним чином відносилися до впливів, що швидко змінюються в часі, таких як сейсмічне та вплив морського хвилювання. У роботі Дж.В. Хоузнера [92] прискорення ґрунту від землетрусу було описано як послідовність некорельованих імпульсів. Представлення навантаження і напружень у конструкції у вигляді безперервних випадкових процесів було використано, мабуть, вперше в суднобудуванні. Ще в 1953 р. про таку можливість згадували Є.В. Льюїс і Сцебехеллі в дискусії по роботі Деніса і Пірсона [121], більш детально цю ідею було представлено в роботах Є.В. Льюїса [99] та В.В. Скімова [15].

Однак широке та системне вивчення поведінки несучих конструкцій під навантаженням як випадкових процесів, послідовний розгляд фактору часу в проблемі надійності конструкцій насамперед пов'язані зі згаданими вище роботами В.В. Болотіна. Їм вперше (1959 р.) питання надійності було сформульовано як завдання щодо перетину випадковим процесом деякого детермінованого чи випадкового рівня (рис.10.3). Дещо пізніше до такої ж методики звернувся М. Шинозука [117].

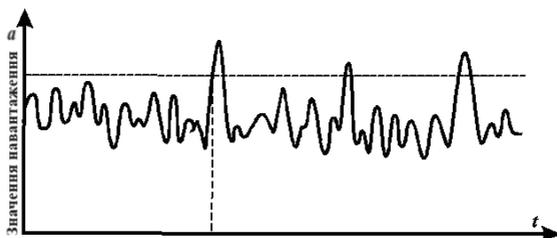


Рис. 10.3. Перетин випадкового процесу детермінованого рівня

Важливим при цьому є визначення  $v_+(\gamma)$  – математичного очікування кількості позитивних перетинів випадковим процесом нормованого рівня  $\gamma = (x - \bar{x})/\hat{x}$  в одиницю часу. В окремому випадку, якщо при довільному розподілі ординати стаціонарного випадкового процесу його перша похідна підпорядковується розподілу Гаусса, величина  $v_+(\gamma)$  може бути визначена за формулою [6, 60, 64]:

$$v_+(\gamma) = \omega f(\gamma) / \sqrt{2\pi} , \quad (10.2)$$

де  $\omega$  – ефективна частота випадкового процесу навантаження;  $f(\gamma)$  – нормована щільність розподілу ординати випадкового процесу.

Використання опису змінних навантажень як безперервних випадкових процесів у постановці завдання сполучення навантажень було розглянуто, мабуть, також уперше в роботі В.В. Болотина [7]. У ній середня (за час  $t$ ) кількість викидів стаціонарного випадкового процесу за заданий рівень  $\gamma$  визначено як

$$Q(\gamma, t) \approx N_+(\gamma | 0 \leq \tau \leq t) = v_+(\gamma)t . \quad (10.3)$$

Цей вираз було використано В.В. Болотіним як наближену оцінку ймовірності відмови конструкції. Потім такий підхід використовували та розвивали численні інші дослідники (див., наприклад, [1, 16, 27, 52, 95, 136]).

Для будівельних конструкцій, надійність яких має бути досить високою, практичне значення мають викиди, які вважатимуться рідкісними подіями, кількість викидів яких протягом часу  $t$  підпорядковується закону Пуассона. Тоді ймовірність того, що за час  $t$  не відбудеться жодного викиду, визначиться формулою:

$$P(t) = \exp[-v_+(\gamma)t] . \quad (10.4)$$

Більшість навантажень в окремі досить малі проміжки часу збільшують свою інтенсивність, створюючи піки, які визначають відмову конструкції. У зв'язку з цим в імовірнісному описі зовнішніх впливів можна розглядати не повністю випадковий процес, а тільки його пікові значення. В.В. Болотіним на основі моделі нормального стаціонарного випадкового процесу було розроблено модель абсолютних максимумів навантажень [28]. Розподіл абсолютних максимумів визначають хвостовою частиною розподілів викидів випадкового процесу, яка розташована вище

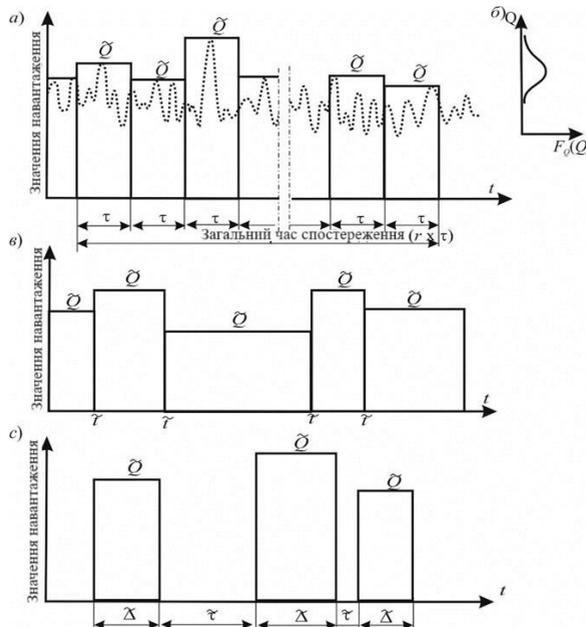
за рівень характеристичного максимуму  $\gamma_0$ , в якого число викидів випадкового процесу за час  $t$  дорівнює одиниці:

$$N_+(\gamma_0 | 0 \leq \tau \leq t) = 1. \quad (10.5)$$

Ця модель дозволяє замість всього випадкового процесу розглядати лише його максимуми, приймаючи їх за випадкові величини, а частотно-часовий характер враховувати значенням характеристичного максимуму.

Є роботи, в яких навантаження, що змінюються у часі, представлено у вигляді Марківських випадкових процесів (див., наприклад, [54, 60]).

**Дискретизація впливів.** Доволі перспективним виявилось представлення навантажень як випадкових послідовностей різного виду. Одним з перших таких представлень, мабуть, була намічена в 1947 р. [45] і сформульована в 1966 р. ймовірна модель М.С. Стрілецького як часового ряду мінливості навантажень [46]. Такий ряд може бути натуральним, відповідним фактичній послідовності навантажень, або відсортованим, в якому силові дії відкладаються у порядку, що зростає.



**Рис. 10.4.** Моделювання процесу прямокутними імпульсами

У запропонованій в 1968 році FBC-моделі Феррі Борджеса-Кастанети [80] історію зміни навантаження  $Q(t)$  було представлено послідовністю прямокутних імпульсів з постійною тривалістю  $\tau$  та випадковими величинами ординат  $\tilde{Q}$ . Ці ординати вибирають так, щоб охоплювати фактичний хід процесу навантаження (рис. 10.4, а). Якщо інтервал часу  $\tau$  вибрано таким, що протягом його кореляційна функція згасає, можна вважати послідовність випадкових величин статистично незалежною.

У цій моделі випадкові властивості процесу навантаження представляють лише випадковими величинами  $\tilde{Q}$  з функцією розподілу  $F_Q(Q)$  (рис. 10.4, в). Передбачається, що дії покривають досить великий період спостереження (наприклад, термін служби конструкції), який може бути поділено на  $r$  рівних часових інтервалів  $\tau$ , названих одиничними періодами спостереження. За  $r$  спостереженнями може бути визначена (наприклад, з використанням порядкової статистики) функція розподілу ймовірності максимумів навантаження:

$$F_{\max Q}(Q) = \{1 - p[1 - F_Q(Q)]\}^r, \quad (10.6)$$

де  $p$  – ймовірність знаходження навантаження в інтервалі  $\tau$ .

Р. Раквіц та Б. Флесслер [115, 116] поширили цю модель на загальний випадок рівняння граничного стану.

На відміну від FBC-процесу, що характеризується однією випадковою величиною, часто розглядають двопараметричний процес, в якому інтенсивність навантаження  $\tilde{Q}$ , що є випадковою величиною, змінюється стрибком у випадкові моменти часу  $\tilde{t}$  (рис. 10.4, с). Закони розподілу  $F_Q(Q)$  та  $F_t(t)$  випадкових величин  $\tilde{Q}$  і  $\tilde{t}$  вважають відомими, а такий процес називають пуассонівським. Функцію розподілу максимального навантаження для такої послідовності визначають як [33]

$$F_{\max Q} = \exp[-\lambda \cdot t \cdot p(Q)], \quad (10.7)$$

де  $\lambda$  – інтенсивність виникнення навантаження  $Q$ ;  $p(Q)$  – ймовірність відмови, що визначається навантаженням  $Q$ .

Деяко більш загальну трипараметричну модель, названу дискретним представленням навантажень, детально досліджував О.Р. Ржаніцин [39,40], не визначаючи, втім, спосіб призначення величин  $\tilde{Q}$ , названих їм перевантаженнями. При цьому вважалось, що випадкове значення перевантаження  $\tilde{Q}$  має випадкову тривалість дії  $\tilde{\Delta}$ , яка залежить від рівня

$a$ , і відповідний сплеск навантаження відбувається через випадкові моменти часу  $\tilde{\tau}$  (рис. 10.4, в). Ймовірність перевищення рівня  $a$  за цією моделлю визначається за формулою:

$$Q(t) = 1 - \left(1 - \frac{\bar{\Delta}}{\bar{t}}\right)^{n_H}, \quad (10.8)$$

де  $\bar{\Delta}$  і  $\bar{t}$  – математичні очікування тривалості навантаження та часового інтервалу між ними;  $n_H$  – кількість імпульсів зі значеннями  $Q > a$  за час  $t$ .

Представлення навантаження у стилі FBC-процесу, але з урахуванням можливої кореляції між елементами послідовності випадкових значень  $\tilde{Q}$ , використовував у своїх роботах А.П. Кудзic у вигляді методу узагальненої коваріації [19]. Суть його полягає в тому, що випадковий процес  $\tilde{x}(t)$  замінюють випадковою послідовністю, між перерізами якої враховують парні коефіцієнти кореляції  $\rho_{k,l}$ , за якими обчислюють усереднений  $\rho_{mt}$  та узагальнений  $\rho$  коефіцієнти кореляції. За цією моделлю ймовірність неперевіщення навантаженням детермінованого рівня  $a$  за час  $t$  визначають приблизно як

$$P(t) \approx \rho \cdot P_{\min} + (1 - \rho) \prod_{k=1}^r P_k, \quad (10.9)$$

де  $P_k$  – ймовірність неперевіщення рівня  $a$  у  $k$ -му перерізі випадкової послідовності;  $r$  – кількість розрахункових перерізів випадкової послідовності.

#### **10.4. Розрахункові сполучення – концептуальні положення**

**Сума випадкових величин.** Якщо не розглядати зміну навантажень у часі та вважати значення розрахункових навантажень випадковими величинами, то одним із перших досліджень, присвячених сполученням представлених таким чином випадкових навантажень, була серія робіт О.Р. Ржаніцина, опублікованих в 1949 році. В них, по суті, було вирішено завдання про сумарну дію кількох незалежних навантажень, кожне з яких було випадковою величиною з гауссовим розподілом. В результаті для коефіцієнта сполучення було отримано такий вираз:

$$\psi = \sum_{i=1}^n \frac{C_i}{1 + \gamma_i V_i} + \gamma_n \sqrt{\sum_{i=1}^n \left( \frac{C_i V_i}{1 + \gamma_i V_i} \right)^2} + 2 \sum_{i \neq j} \frac{C_i C_j V_i V_j r_{ij}}{(1 + \gamma_i V_i)(1 + \gamma_j V_j)}, \quad (10.10)$$

де  $V_i$  – коефіцієнт варіації  $i$ -го навантаження;  $\gamma_i$  та  $\gamma_n$  – нормовані відхилення  $i$ -го та сумарного розрахункових навантажень;  $C_i$  – число впливу (частка)  $i$ -го навантаження;  $r_{ij}$  – коефіцієнт кореляції  $i$ -го і  $j$ -го навантажень.

За незалежністю сполучених навантажень другий доданок під радикалом відсутній.

Представлені в СНиП значення цього коефіцієнта, з урахуванням пропозицій О.Р. Ржаніцина, визначали як:

$$\psi = \left[ \sum_{i=1}^n q_i^n + \sqrt{\sum_{i=1}^n (q_i^n)^2 (\gamma_{fi} - 1)^2} \right] / \sum_{i=1}^n q_i^n \gamma_{fi}, \quad (10.11)$$

де  $q_i^n$ ,  $\gamma_{fi}$  – нормативне значення та коефіцієнт надійності (перевантаження)  $i$ -го навантаження.

Визначений таким чином коефіцієнт сполучення, зокрема, для постійного навантаження від багатопарових утеплених покрівель може становити  $\psi = 0,90 \dots 0,95$ .

У роботах [34, 35] серед інших було розглянуто проблему спільної та одночасної дії корисних навантажень на різних поверхах багатопверхової будівлі.

Більш глибокий підхід до питання сполучення навантажень полягає в аналізі надійності конструкцій. Таку можливість відкриває розгляд випадкового резерву міцності конструкції  $\tilde{Z}$ , наведеного вище, і параметра  $\beta$ , названого *характеристикою безпеки* (О.Р. Ржаніцин [40]) або *індексом безпеки* (С.А Корнелл [67]), який визначає ймовірність відмови (безвідмовної роботи) у залежності від виду розподілу  $Z$ :

$$\beta = \bar{Z} / \hat{Z} = (\bar{R} - \bar{Q}) / \sqrt{\hat{R}^2 + \hat{Q}^2}. \quad (10.12)$$

Тут  $\bar{Z}, \bar{R}, \bar{Q}$  – математичні очікування відповідно резерву міцності, випадкової міцності та навантажувального ефекту;  $\hat{Z}, \hat{R}, \hat{Q}$  – стандарти тих самих параметрів.

Коефіцієнт сполучення  $\psi$  визначають як відношення навантаження  $Q_1^P$ , що відповідає характеристиці безпеки  $\beta$ , і розрахункового навантаження  $Q^P$ :

$$\psi = \frac{Q_1^P}{Q^P} = \frac{1 + V_Q \gamma_{Q1}}{1 + V_Q \gamma_Q}, \quad (10.13)$$

де  $\gamma_Q$  – нормоване відхилення, прийняте у нормах проектування до обґрунтування розрахункового навантаження;  $\gamma_{Q1}$  – нормоване відхилення, що відповідає значенню  $\beta$ ,  $V_Q$  – коефіцієнт варіації навантаження.

А.М. Хасофер та Н.С. Лінд [91] у розвиток концепції С.А. Корнелла запропонували вибирати індекс безпеки як найкоротшу відстань між початком координат та поверхнею стану у просторі стандартизованих параметрів. У більш загальній постановці задачі надійності та сполучень навантажень слід враховувати, що межа області допустимих станів є гіперповерхнею і описується функціями більше двох змінних. Ряд дослідників, зокрема С.А. Корнелл [68], запропонував лінеаризувати ці функції в околиці математичного очікування, що суттєво спрощує розв'язання задачі, яка полягає у знаходженні на граничній поверхні точки, відстань якої до початку координат, що дорівнює характеристиці безпеки  $\beta$ , буде мінімальною. Розв'язання задачі в загальному випадку може бути отримане методом ітерацій із заміною розподілів основних змінних еквівалентним нормальним. Слід виділити тут розробку Б.І. Снарскісом послідовного ітераційного алгоритму розв'язання цієї задачі [42, 43]. О. Дітлевсен [70] ввів поняття *узгацьненого індексу безпеки* для випадків, коли за невідомих функцій розподілу базисних змінних визначено їх перші два моменти. Перелічені підходи, що формують теорію надійності 1-го порядку, докладно описані в монографіях Г. Шпете [60], Г. Аугусті, А. Баратта і Ф. Кашіати [64] та ін.

**Врахування фактору часу.** Випадок урахування змінності навантажень у часі вперше досліджував В.В. Болотін, який у 1962 р. розглянув завдання про підсумовування ефектів дії кількох корельованих випадкових гауссових процесів [7]. В основу міркувань було покладено аналіз ймовірності викиду сумарного випадкового процесу за певний рівень, який не повинен залежати від кількості складових сумарного процесу, що враховуються. Так само, як і для окремих навантажень, частотний склад випадкового впливу, спричиненого дією сполучення навантажень, представлених у формі стаціонарних випадкових процесів, визначає ефективна частота. Для її визначення використовують загальне рішення В.В. Болотіна [28]:

$$\omega_q = \left( \frac{\sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n \omega_{jk}^2 \cdot \alpha_j \cdot \alpha_k \cdot K_{jk}}{\sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^n \alpha_i \cdot \alpha_k \cdot K_{ik}} \right)^{\frac{1}{2}}. \quad (10.14)$$

Для спільної дії  $n$  незалежних стаціонарних навантажень дана формула набуває наступного вигляду:

$$\omega_q = \left( \frac{\sum_{i=1}^n \alpha_i^2 \cdot \hat{X}_i^2 \cdot \omega_i^2}{\sum_{i=1}^n \alpha_i^2 \cdot \hat{X}_i^2} \right)^{\frac{1}{2}}, \quad (10.15)$$

де  $\omega_q, \omega_i$  – ефективні частоти відповідно сумарного і  $i$ -го навантаження;  $\hat{X}_i$  – стандарт  $i$ -го навантаження;  $\alpha_i$  – число впливу  $i$ -го навантаження.

Використання виразу (10.15) дозволяє виключити обчислення, апроксимацію та складання кореляційних функцій, оскільки ефективні частоти можуть визначатися чисельним диференціюванням реалізації або обчислюватися за відомим співвідношенням

$$\omega = \sqrt{-\rho''(\tau = 0)}, \quad (10.16)$$

де  $\rho(\tau)$  – нормована кореляційна функція навантаження.

Пізніше дослідження В.В. Болотіна були продовжені рядом інших учених. Серед вітчизняних дослідників слід назвати С.Ф. Пічугіна [28], який поглибив частотний аналіз випадкових навантажень та їх сполучень. Зазначимо тут, що формула (10.14) складання ефективних частот відноситься до вузькосмугових випадкових процесів, спектральна щільність  $S(\omega)$  яких зосереджена у вузькому інтервалі поблизу несучої частоти  $\omega_0$ , що практично збігається з ефективною частотою. Тим часом випадкові процеси навантажень не є вузькосмуговими і мають різні частотні характеристики. Так, ВП снігового навантаження має ефективну частоту  $\omega_s = 0,073 \dots 0,141$  1/добу, вітрового навантаження –  $\omega_w = 5,16 \dots 6,58$  1/добу, кранового навантаження –  $\omega_{cr} = 71 \dots 215$  1/год.

Тому випадкові процеси, які получають у результаті складання навантажень різної частоти, виходять багаточастотними, мають складну

частотну структуру. Внаслідок цього виявилася необхідність частотного аналізу як окремих процесів, так й їх сполучень. Для цього було використано введений В.В. Болотінін [8] *коефіцієнт широкосмуговості випадкового процесу*:

$$\beta_{\omega} = \sqrt{\int_0^{\infty} S_X(\omega) \omega^4 d\omega \int_0^{\infty} S_X(\omega) d\omega} / \int_0^{\infty} S_X(\omega) \omega^2 d\omega. \quad (10.17)$$

Тут  $S_X(\omega)$  – одностороння спектральна щільність окремого випадкового процесу чи суми кількох ВП.

Для надання наочності громіздкому виразу (10.17), зазначимо, що коефіцієнт широкосмуговості виражають через такі прості співвідношення:

$$\beta_{\omega} = \frac{\omega_e}{\omega_s} = \frac{v_{\max}(-\infty)}{v_+(0)}, \quad (10.18)$$

де  $\omega_e$  – ефективна частота ВП (названа також середньою частотою ВП за нулями [86]);  $\omega_s$  – середня частота ВП за екстремумами;  $v_+(0)$  – середня кількість позитивних перетинів нульового рівня;  $v_{\max}(-\infty)$  – загальна кількість максимумів ВП.

Аналізом показано, що атмосферні та кранові навантаження є випадковими процесами з досить вираженою широкосмуговістю:  $\beta_{\omega} \approx 3$ .

Для суми двох ВП отримано лаконічний вираз для коефіцієнта широкосмуговості  $\beta_{12}$ :

$$\beta_{12} = \frac{\beta_{\omega} \sqrt{(1 + \theta^4 K^2)(1 + K^2)}}{1 + \theta^2 K^2}, \quad (10.19)$$

де  $\theta = \omega_2 / \omega_1$ ;  $K = \hat{X}_2 / \hat{X}_1$ ;  $\beta_{\omega} \geq 1$  – коефіцієнт широкосмуговості окремих ВП.

Оскільки частоти суми ВП різного частотного складу є середніми частотами ВП за максимумами  $\omega_s$ , за їх використання у формулах викидів ВП, котрі базуються на ефективній (середній по нулях) частоті  $\omega_e$ , необхідно враховувати ступінь широкосмуговості ВП за допомогою коефіцієнта  $\beta_{\omega}$ .

В.П. Чирков [58] розглянув питання сполучення випадкових навантажень, які діють на систему з випадковими параметрами. На прикладах він продемонстрував, що коефіцієнти сполучення не є

універсальними, а залежать не тільки від властивостей навантажень, а й від властивостей конструкції, прийнятої розрахункової схеми, нормативних показників надійності та встановленого терміну служби.

Р.Д. Ларрабі і С.А. Корнелл [98], а також Х.О. Мадсен [102] розвинули метод перетинів випадковим процесом заданого рівня стосовно лінійної комбінації стаціонарних та незалежних пуассонівських процесів навантаження.

**Дискретна послідовність.** О.Р. Ржаніцин [39, 40] у межах дискретного представлення навантажень запропонував для вирішення поставленого завдання наступний простий вираз для середньої тривалості сполучення навантажень (випадок 2-х навантажень):

$$\bar{\Delta}_{12}^{-1} = \bar{\Delta}_1^{-1} + \bar{\Delta}_2^{-2} . \quad (10.20)$$

Наголошуючи на простоті цієї формули, підкреслимо, що її справедливо критикує ряд фахівців, насамперед за невизначеність рівнів навантажень, на яких відбувається їх підсумовування. Цей недолік компенсує «імовірно-зважений» варіант наведеної вище формули, що відповідає дослідним даним:

$$\bar{\Delta}_{12}(R) = \frac{\sum_1^k f_1(Q_1) f_2(Q_2')}{\sum_1^k [f_1(Q_1) f_2(Q_2') (\bar{\Delta}_1^{-1} + \bar{\Delta}_2^{-1})]} . \quad (10.21)$$

При цьому дотримується умова:

$$C\alpha_1 Q_1 + (1-C)\alpha_2 Q_2' = R . \quad (10.22)$$

Тут  $\alpha_1$  і  $\alpha_2$  – коефіцієнти впливу навантаження;  $C$  і  $1-C$  – відповідно частки 1-го та 2-го навантажень у загальному напруженні (зусиллі), які визначають співвідношення розподілів, що додаються;  $R$  – рівень, для якого визначається  $\bar{\Delta}_{12}$ ;  $k$  – кількість пар значень навантажень, що задовольняють умові формули (10.22).

Запропонований у [7] та інших роботах дискретного напрямку уточнений підхід до розв'язання завдання визначення ймовірності збігу різних навантажень і статистичних властивостей ефекту їх сумарної дії вимагає досить тонкого і детального аналізу властивостей тих випадкових процесів, якими описується поведінка кожного з навантажень. І, мабуть, мають рацію автори [64], коли стверджують, що «...головним у цій проблемі є пошук порівняно простих рішень для прийнятих моделей у

вигляді випадкових процесів і подання цих рішень за можливості у вигляді операцій над випадковими величинами».

Саме такою була мотивація роботи С.І. Туркстри [128, 129], де було зроблено спробу обґрунтувати відповідні правила комбінування випадкових навантажень, що змінюються у часі. В основу міркувань було покладено FBC-модель Феррі Борджеса-Кастанети, в якій історію зміни навантаження  $Q(t)$  представлено послідовністю прямокутних імпульсів.

Якщо розглядати випадок об'єднання двох впливів  $Q_1(t)$  і  $Q_2(t)$  і припустити, що  $Q_1$  домінує, то логічно припустити, що розрахунковою ситуацією буде така, в якій  $Q_1$  приймає максимальне значення  $Q_{1max}$  на інтервалі спостережень  $T = \tau_1 r$  (рис. 10.4). Для моделі FBC це значення має функцію розподілу ймовірності  $F_{Q_1}(Q)$  і вважається діючим на інтервалі часу  $\tau_1$ . Для  $Q_2$  значення  $Q_{2c}$ , що вводиться в комбінацію, дорівнює очікуваному в інтервалі  $\tau_1$  комбінаційному значенню  $F_{Q_2}$ , що має задану ймовірність. Його обчислюють виходячи з функції розподілу:

$$F_{Q_{2c}}(Q) = [F_{Q_2}(Q)]^{\tau_2/\tau_1}. \quad (10.23)$$

Одержані ефекти можуть бути наближено обчислені як максимум наступних двох комбінацій (правило Туркстри):

$S\{Q_{1max}, Q_{2c}\}$ , якщо  $Q_1$  розглядають як домінуючу дію;  
 $S\{Q_{2max}, Q_{1c}\}$ , якщо  $Q_2$  розглядають як домінуючу дію.

Це записують як формулу:

$$S_{max} = \{S(Q_{1max}, Q_{2c}); S(Q_{1c}, Q_{2max})\}. \quad (10.24)$$

Правило Туркстри підтверджується досвідом і спостереженнями, оскільки випадки відмови здебільшого виникають у тих випадках, коли одне з навантажень досягає екстремального значення, і дуже рідко, коли діє комбінація екстремумів декількох різних навантажень, що змінюються в часі. Однак, зазначене рішення не є повністю консервативним, оскільки в принципі не виключено можливість того, що різні процеси навантаження могли б одночасно досягти максимальних значень [61].

Правило Туркстри зазвичай приймають, щоб оцінити комбінацію кількох стохастичних впливів через її простоту, але воно ігнорує можливість короткострокового викиду навантаження всередині інтервалу  $\tau$  і кореляцію навантажень. Ю-Квей Вен запропонував метод оцінки ймовірності сполучення навантажень, заснований на моделі процесу Пуассона [131], який потім суттєво розвинули Ясухіро Морі та Такахіро Като [136].

Відповідно до [66] ймовірність відмови за час  $T$  визначають як

$$P(T) = 1 - \exp \left[ -T \cdot \left( \sum_{i=1}^n \lambda_i p_i + \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n \lambda_{ij} p_{ij} + \dots \right) \right], \quad (10.25)$$

де  $n$  – загальна кількість навантажень, кожне з яких визначають індексами  $i$  та  $j$ ;  $\lambda_i$  – інтенсивність виникнення  $i$ -го навантаження;  $p_i$  – ймовірність відмови, що визначають лише  $i$ -м навантаженням;  $\lambda_{ij}$  – інтенсивність одночасних виникнень навантажень  $i$  та  $j$ ;  $p_{ij}$  – ймовірність відмови за одночасної дії навантажень  $i$  та  $j$ .

**Експлуатаційний стан.** Усе сказане вище стосувалося проблеми вибору розрахункових сполучень навантажень для першої групи граничних станів, які безпосередньо пов'язані з проблемами безпеки. Стосовно другої групи граничних станів (за експлуатаційною придатністю) тривалий час дослідження майже не проводили. Передбачалося, що правила вибору мають залишатися незмінними, тільки замість розрахункових значень навантажень слід використовувати нормативні (характеристичні) значення.

Однак, це не зовсім так. Справа в тому, що критерій експлуатаційної придатності:

- не завжди чітко визначений і часто залежить від вимог, що мають суб'єктивний характер (хиткість перекриттів, відчуття нависання внаслідок великих прогинів тощо);
- може не укладатися в концепцію викиду навантаження за певний критичний рівень (наприклад, якщо йдеться про неприйнятні частоти вібрацій).

Крім того, на відміну від першої групи граничних станів, тут може існувати ситуація «оборотного граничного стану», коли ефекти навантаження, що призводять до порушення контрольованих умов, зникають після видалення відповідного навантаження.

У зв'язку зі сказаним, для стану експлуатаційної придатності виникає проблема вибору розрахункових сполучень, наприклад, стосовно тривалої частини змінних навантажень (знижені значення в термінології СНиП 2.01.07-85). Використання таких комбінацій мало відрізняється від методики перевірок першої групи граничних станів.

Норми проектування України ДБН В.1.2-2:2006 ввели до розгляду спеціальні *експлуатаційні розрахункові значення* навантажень, за дією яких допускалося порушення вимог другого граничного стану протягом деякої частини  $\eta$  ( $0 < \eta < 1$ ) встановленого терміну служби конструкції та *квазіпостійні розрахункові значення* навантажень. Природно, що

експлуатаційне значення навантаження застосовують лише стосовно оборотних граничних станів.

В Єврокодi введено такі типи комбінацій для граничного стану експлуатаційної придатності:

- *характеристичні*, що застосовують для незворотних граничних станів;
- *часто повторювані*, за допомогою яких перевіряють оборотні граничні стани;
- *квазіпостійні*, що застосовують для врахування тривалих реологічних процесів, таких як повзучість.

### **10.5. Дослідження конкретних варіантів сполучень навантажень**

Багато робіт було присвячено дослідженню можливих сполучень навантажень певного виду. Серед них можна виділити деякі великі класи навантажень, наприклад, такі, як кліматичні впливи на будівлі та споруди або навантаження від мостових кранів у виробничих будівлях. Зазвичай дослідження такого роду робили з метою знаходження певних коефіцієнтів сполучення, які слід було включити до норм проектування.

*Дослідження ЦНДІБК.* У 60 – 80-ті роки минулого століття у ЦНДІБК (Москва) активно розробляли проблему надійності конструкцій, включно опис навантажень та завдання їх сполучень. Дослідні статистичні дані щодо снігового, вітрового та кранового навантажень були використані в роботі В.Г. Пісчікова [27], який показав, що коефіцієнти сполучення, визначені за заданою ймовірністю відмови, залежать від часток навантажень у сумарному зусиллі конструкції. Зокрема, коефіцієнт сполучення снігового та вітрового навантажень може знижуватися до 0,77.

Зазначимо також роботу А.Я. Дрвінга [14], який використав представлення атмосферних навантажень у вигляді схеми незалежних випробувань в оцінці надійності споруд із суто економічною відповідальністю.

У роботі Є.І. Федорова [52] було вирішено задачу оцінки надійності конструкції за спільній дії на неї снігового та вітрового навантажень, представлених у формі марківських випадкових процесів з дискретними станами. Надалі той самий автор розглянув навантаження у вигляді нормальних стаціонарних випадкових процесів, описавши потім їх максимуми подвійним експоненційним розподілом [53]. Це дозволило за результатами багаторічних вимірювань снігового навантаження та вітрового напору для Москви отримати значення коефіцієнта сполучення цих навантажень у межах 0,77 – 0,92 залежно від співвідношення навантажень.

Досить простий метод обчислення коефіцієнта сполучення атмосферних навантажень розробила К.С. Лосицька [21, 54]. У ньому вітрове навантаження описувалося законом Вейбулла, снігове – марківською послідовністю. В основі методу було закладено порівняння рівнів надійності конструкцій, що зазнають дії різної кількості навантажень, з еталонним значенням показника надійності. Отриманий коефіцієнт сполучення було описано увігнутою кривою з мінімумом, що дорівнює 0,75 – 0,78. Ю.Д. Суховим запропоновано метод врахування сполучення постійної та тимчасових навантажень [48], використання якого показало, що коефіцієнт сполучення зменшується зі зростанням числа навантажень та їх коефіцієнтів варіації.

**Роботи випробувальної станції МІБІ.** Московський інженерно-будівельний інститут (МІБІ) у 70 – 90-ті роки ХХ століття провів масштабні дослідження надійності будівель та споруд, включно вивчення навантажень та їх сполучень. Розробку цих питань розпочав Б.М. Кошутін, який розробив загальну процедуру сполучення навантажень різної частоти на основі схеми незалежних випробувань [17]. Обґрунтування коефіцієнтів сполучення для навантажень мостових кранів у 1973 – 1975 рр. виконав А.Т. Яковенко на основі натурних експериментальних досліджень, проведених у діючих цехах [12, 61]. Статистичні дані були отримані для вертикальних навантажень 17 кранів, які працювали в 5 прольотах складів готової продукції та становому прольоті прокатних цехів, а також у двох прольотах (пічному та розливному) електросталеплавильного цеху двох металургійних заводів. Як основне завдання роботи досліджували коефіцієнти сполучення зусиль у підкранових балках та колонах крайніх рядів, що враховують спільну роботу кранів у вивчених прольотах. Фактичні коефіцієнти сполучень кранових навантажень визначали за формулою, придатною для будь-яких випадкових навантажень

$$\psi = [S_{\Sigma}] / \sum_{i=1}^n [S_i], \quad (10.26)$$

де  $\sum_{i=1}^n [S_i]$  – сума навантажень (зусиль) при невігідному завантаженні

лінії впливу зближеними впритул кранами за умови, що тиск катків кожного крана може бути перевищений з ймовірністю  $Q(t)$ ;  $[S_{\Sigma}]$  – розрахункове навантаження (зусилля) при врахуванні фактичного випадкового процесу кранового завантаження, яке визначається з умови тієї ж ймовірності перевищення  $Q(t)$  за термін експлуатації  $t$ :

$$[S_{\Sigma}] = \bar{S} + \hat{S}\gamma = \bar{S} + \hat{S}\sqrt{2 \ln \frac{t\omega}{2\pi Q(t)}}. \quad (10.27)$$

Тут:  $\gamma$  – нормоване відхилення розрахункового кранового навантаження  $[S_{\Sigma}]$ ;  $\omega, \bar{S}, \hat{S}$  – ефективна частота, математичне очікування та стандарт стаціонарного нормального випадкового процесу кранового навантаження.

З отриманих таким чином коефіцієнтів сполучення найбільшими було виявлено експериментальні значення для кранів груп режимів 8К ( $\psi = 0,75 \dots 0,85$ ), які регулярно піднімають вантажі, близькі до номінальних, і мають великі швидкості пересування. Дещо меншими, в межах  $\psi = 0,58 \dots 0,73$ , отримані коефіцієнти сполучення для кранів груп режимів 7К. Найменші значення  $\psi = 0,38 \dots 0,40$  відзначені у кранів груп режимів 4К...6К. Ці крани відносно мало завантажені, відносно рідко зближуються та піднімають вантажі, близькі до номінальних. Ці рекомендації були частково враховані в нормах, починаючи з 1976 р., і перейшли до всіх наступних видань СНиП «Навантаження і впливи».

У рамках дисертації С.О. Нищети, виконаній у МІБІ в 1979–1983 рр. під керівництвом Б.М. Кошутіна, проводили дослідження коефіцієнтів сполучення зусиль від вертикальних кранових навантажень на підкранові балки та колони крайніх та середніх рядів методом статистичного моделювання [17]. Дослідження проводили у складських прольотах прокатних цехів. Застосоване математичне моделювання дозволило, на відміну від трудомістких експериментальних методів, провести аналіз впливу на кранові навантаження низки випадкових і детермінованих чинників. Змінюваними детермінованими параметрами у процесі моделювання були крок колон, база мостових кранів, відстань від рольгангу до колони, що досліджувалася, та довжина умовної робочої зони. С.О. Нищета визначав коефіцієнти сполучення вертикальних кранових впливів на колони від двох мостових кранів, розташованих на одному крановому шляху, та чотирьох кранів – на різних шляхах, за формулою:

$$\psi = S / (\gamma_f S_i^n), \quad (10.28)$$

де  $S$  – рівень вертикальних впливів на колону від двох або чотирьох мостових кранів, що відповідає ймовірності реалізації  $P = 0,95$  за час  $T = 40$  років;  $\gamma_f S_i^n$  – сума добутоків впливів від кожного з «к» коліс кранів за невідного завантаження лінії впливу опорних зусиль підкранових

## РОЗДІЛ 10. Коефіцієнт сполучення навантажень

балок на колону на відповідні значення (для кожного прольоту) коефіцієнтів надійності  $\gamma_f$ .

Було виявлено, що коефіцієнти сполучення істотно залежать від довжини лінії впливу відповідного зусилля та відношення прольоту крана до його бази (табл. 10.1), їх значення нижче відповідних коефіцієнтів норм проектування.

**Таблиця 10.1**  
**Коефіцієнти сполучення вертикальних кранових навантажень**

| <i>Відношення прольоту крана до його бази</i> | <i>При врахуванні двох кранів</i> |         | <i>При врахуванні чотирьох кранів</i> |         |
|-----------------------------------------------|-----------------------------------|---------|---------------------------------------|---------|
|                                               | $\leq 4,5$                        | $> 4,5$ | $\leq 4,5$                            | $> 4,5$ |
| <i>Довжина лінії впливу, м</i>                |                                   |         |                                       |         |
| 12                                            | 0,8                               | 0,85    | 0,6                                   | 0,75    |
| 24                                            |                                   | 0,95    | 0,7                                   |         |
| 36                                            | 0,85                              |         | 0,8                                   | 0,85    |

Тому була (і є, як і раніше) можливість диференціації та подальшого зниження коефіцієнтів сполучення кранових навантажень.

У роботі, виконаній П.Д. Окуловим та Б.Ю. Уваровим в 1982 – 1984 рр., було вирішено завдання спільного врахування навантаження від підвісних кранів зі сніговим навантаженням [50]. За розробленою методикою були обчислені коефіцієнти сполучення для типових кроквяних ферм та запропоновано простий аналітичний вираз, апроксимуючий залежність коефіцієнта сполучення від величини нормативного снігового навантаження. Для проектування рекомендовано наступні значення коефіцієнтів сполучення вертикальних навантажень підвісних кранів:  $\psi_{K2} = 0,8$  – за врахуванням навантажень від двох кранів;  $\psi_{K4} = 0,6$  – за врахування навантажень від чотирьох кранів.

**Роботи інших дослідників.** У Полтавському національному технічному університеті імені Юрія Кондратюка (ПолтНТУ) протягом кількох років розробляли проблему ймовірнісного опису навантажень та їх сполучень. С.Ф. Пічугіним та В.А. Пашинським розроблено робочу методику обчислення коефіцієнтів сполучень зусиль від атмосферних та кранових навантажень, представлених у вигляді квазістаціонарних випадкових процесів [31], за постійної та випадкової міцності елементів. У побудові розподілу зусиль від спільної дії зазначених навантажень використовували виведені формули композиції 3-х різних розподілів. Були виконані розрахунки для всіх можливих комбінацій снігових та вітрових районів України і характеристик мостових кранів, у результаті було

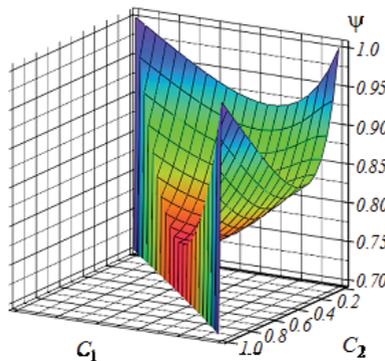
встановлено можливість застосувати для апроксимації коефіцієнта сполучень дробово-лінійну функцію, запропоновану В.А. Пашинським [24]:

$$\psi = \sum_{K=1}^3 \frac{C_K}{C_K(1 - \beta_K) + \beta_K}, \quad (10.29)$$

де  $C_K$  – частка навантажень у загальному зусиллі, причому  $C_1$  – частка снігового навантаження,  $C_2$  – частка вітрового навантаження,  $C_3$  – частка кранового навантаження,  $\sum_1^3 C_K = 1$ .

У роботах С.Ф. Пічугіна та А.В. Махінька [32] (ПолтНТУ) на основі імовірнісної моделі абсолютних максимумів випадкових процесів навантажень було отримано уточнену оцінку коефіцієнтів сполучення  $\psi$  для найбільш поширених навантажень. Зокрема, для снігового (частка впливу  $C_1$ ), вітрового (частка впливу  $C_2$ ) та кранового (частка впливу  $C_3$ ) навантажень були отримані формули:

$$\begin{aligned} \psi_{13} &= \frac{C_1}{0.60 + 0.40C_1} + \frac{C_3}{2.36 - 1.36C_3}, \\ \psi_{23} &= \frac{C_2}{0.575 + 0.425C_2} + \frac{C_3}{3.30 - 2.30C_3}, \\ \psi_{12} &= \frac{C_1}{1.60 - 0.60C_1} + \frac{C_2}{1.64 - 0.64C_2} \end{aligned} \quad (10.30)$$



**Рис. 10.5.** Залежність коефіцієнта сполучення від часток впливу навантажень

У разі сполучення трьох випадкових навантажень (кранової, вітрової та снігової) залежність коефіцієнта сполучення від часток впливу навантажень має складний характер у вигляді увігнутої поверхні, зображеної на *рис. 10.5*.

Завдання сполучення навантажень розглядали також інші дослідники. Так, у роботі А.М. Айзена та Д.М. Ротштейна [1] вивчено питання про сполучення вітрового та снігового навантаження, для чого методику Болотіна [7] було узагальнено на той випадок, коли один із врахованих випадкових процесів (снігове навантаження) є нестационарним.

У роботі С.А. Тимашева та В.А. Штерензона [49] розглянуто питання сполучення навантажень, представлених у формі марківських процесів. Стосовно снігового і вітрового навантажень – на прикладі аналізу метеоумов Свердловська, щодо кранового навантаження – за вимірами, виконаними А.Т. Яковенком [61] на складі готової продукції листопрокатного цеху №1 Карагандинського металургійного комбінату, визначено параметри відповідних марківських процесів розмноження та загибелі. Представляє певний інтерес розгляд вертикального кранового навантаження як тривимірного випадкового процесу з такими змінними, як положення моста крана відносно розрахункового поперечника, положення кранового візка на мосту крана і вага вантажу, що піднімається. Показано, що оцінки надійності, знайдені за допомогою запропонованої методики, є консервативними. Разом з тим слід зазначити, що сформульований у роботі [50] підхід до визначення надійності на основі врахування сполучень випадкових навантажень не знайшов собі будь-якого реального застосування.

### **10.6. Рекомендації норм проектування**

Той факт, що поява розрахункового значення навантаження є рідкісною подією, було усвідомлено інженерами давно, так само як і міркування про дуже малу ймовірність збігу в часі розрахункових значень різних навантажень. У зв'язку з цим у норми проектування включають правило визначення ефекту дії різних одночасно діючих навантажень.

Правило сполучень є нормативним приписом, дотримуючись якого за розрахунковими значеннями багатьох короткочасних навантажень можна знайти розрахункове значення комбінації навантажень. Притому це правило не повинне бути надто складним, щоб не ускладнювати розрахунки. Таке правило у граничному випадку, коли всі короткочасні навантаження, крім одного, прагнуть до нуля, повинне дозволити отримувати розрахункове значення саме цього навантаження, як результуючу величину комбінації. Крім того, воно має задовольняти умові, щоб спроектована за його допомогою конструкція мала приблизно рівну надійність для всіх можливих сполучень навантажень.

**Використання єдиного коефіцієнта сполучення.** Припущення про зниження навантаження при багатьох складових враховували ще в методі допустимих напружень. Там сполучення навантажень поділяли на головні, додаткові та особливі, яким відповідали різні рівні напружень, що допускаються. Такий підхід за своєю суттю нелогічний, оскільки ефект, який однозначно відноситься до властивостей навантаження, виявився віднесеним до властивостей матеріалу. Крім того, цей підхід мало придатний, оскільки введення різних рівнів напружень, що допускаються, впливає на сукупність всіх навантажень, включаючи і постійно діючі навантаження.

У методі розрахункових граничних станів було запропоновано запровадити знижувальний коефіцієнт сполучення до ефекту спільного впливу різних навантажень. Найбільш проста можливість такого роду полягає в тому, щоб встановити єдиний коефіцієнт для всіх навантажень, що беруть участь у сполученні. Цей коефіцієнт залежить від кількості  $m$  навантажень, що утворюють комбінацію, та позначається  $\psi_m$ . Для випадку пружної роботи конструкції з лінійною залежністю між навантаженнями і напруженнями у форматі основного сполучення це правило можна записати так:

$$C_m = P_d + \psi_m \sum_{i=1}^m P_i, \quad (10.31)$$

де через  $P_d$  позначені постійні навантаження, а через  $P_i$  – тимчасові (тривалі та короткочасні) навантаження.

Це або аналогічне йому правило використовували в країнах, які входили до СЕВ, у канадських нормах та у нормах Американського інституту бетону. У СНиП 2.01.07-85\* до 2010 року єдиний коефіцієнт сполучень, що залежить від числа  $m$  тимчасових навантажень, приймали таким:

$$\psi_m = \begin{cases} 1,00 & \text{при } m = 1, \\ 0,95 & \text{при } m \geq 2 \text{ для тривалих навантажень,} \\ 0,90 & \text{при } m \geq 4 \text{ для короткочасних навантажень.} \end{cases} \quad (10.32)$$

На думку Ю.Д. Сухова [47], коефіцієнти сполучення повинна мати кожна з трьох груп вихідних величин (1 – навантаження, 2 – характеристики міцності і 3 – геометричні характеристики) з тим, щоб врахування декількох вихідних величин однієї групи було еквівалентним врахуванню тільки однієї такої величини. Оскільки в діючих нормах цю ідею не реалізовано, то як перший крок пропонують поширити нормований коефіцієнт сполучення  $\psi_c$  короткочасних навантажень  $S_i$  на

тривалі навантаження  $Q_j$ , а також ввести коефіцієнт сполучення  $\psi_g$  постійного навантаження  $G$  із сумою тимчасових. Тоді гранична нерівність матиме вигляд

$$\psi_g \left[ G + \psi_s \left( \sum_i S_i + \sum_j Q_j \right) \right] \leq R. \quad (10.33)$$

**Диференційовані коефіцієнти сполучення.** Пізніше в актуалізованій версії СНиП 2.01.07-85\* (СП 20.13330.2011) для постійних  $P_d$ , тривалих тимчасових  $P_l$  і тимчасових короткочасних  $P_t$  навантажень було введено правило

$$C_m = P_d + (\psi_{t1}P_{l1} + \psi_{t1}P_{l2} + \psi_{t1}P_{l3} + \dots) + (\psi_{t1}P_{t1} + \psi_{t1}P_{t2} + \psi_{t1}P_{t3} + \dots), \quad (10.34)$$

де коефіцієнти сполучення приймалися такими:

$$\begin{aligned} \psi_{t1} &= 1,00; \psi_{t2} = \psi_{t3} = \dots = 0,95; \\ \psi_{l1} &= 1,00; \psi_{l2} = 0,90; \psi_{l3} = \psi_{l4} = \dots = 0,70. \end{aligned} \quad (10.35)$$

Тут  $P_l, P_{t1}$  – відповідно основне за ступенем впливу тривале та короткочасне навантаження, а  $P_{t2}$  – друге за ступенем впливу короткочасне навантаження.

Такі рекомендації ґрунтували на інженерному досвіді, який лише в деяких випадках було підкріплено натурними спостереженнями (див., наприклад, [29]). При цьому не брали до уваги відмінності в законах зміни навантажень у часі і дуже мало враховували відмінності в протяжності дії тих чи інших навантажень.

Більш підходящим та теоретично обґрунтованим є підхід, який представлений у стандарті ISO та в Єврокодi на основі правил Туркстри. У цьому випадку екстремальне значення одного навантаження комбiнують зі значеннями решти всіх навантажень для довільного моменту часу. За  $m$  тимчасових навантажень виникають  $m$  сполучень такого роду, і визначальним є найбільше значення із таких комбiнацій.

Якщо екстремальну величину одного навантаження (яке умовно має перший номер) уявити зафіксованим у нормах розрахунковим значенням, а величини інших навантажень представленими у вигляді розрахункових значень, помножених на коефіцієнт сполучень, то для  $m$  змінних навантажень можна сформулювати таке правило сполучень:

$$C_m = P_d + P_1 + \sum_{i=2}^m \psi_i P_i. \quad (10.36)$$

У цьому підході є стільки коефіцієнтів сполучення, скільки є випадків навантажень, і коефіцієнти сполучення можна представити у формі вектору  $\Psi = (\psi_1 \psi_2 \dots \psi_m)^T$ . Суттєво, що в цьому правилі коефіцієнт  $\psi_i$  залежить тільки від навантаження, але при цьому доводиться розглядати і враховувати одну за одною всі змінні навантаження як «базисне навантаження», зменшуючи всі інші навантаження за допомогою коефіцієнтів сполучення. Тому правило вибору розрахункового сполучення навантажень записується як

$$C_m = P_d + \max_k \left\{ P_k + \sum_{i=1, i \neq k}^m \psi_i P_i \right\}. \quad (10.37)$$

Згадану схему формування розрахункових сполучень представлено в стандарті ISO та в Єврокодi.

Якщо коефіцієнти сполучення  $\psi_i$  залежать не тільки від навантаження, до якого вони відносяться, а й від базисного навантаження і виду сполучення, можливо подальше уточнення правила сполучень

$$C_m = P_d + \max_k \left\{ \sum_{i=1}^m \psi_{ik} P_i \right\}. \quad (10.38)$$

Сукупність коефіцієнтів сполучення навантажень можна представити у вигляді матриці  $\Psi = [\psi_{ij}]$ . У симетричному випадку, коли  $\psi_{ij} = \psi_{ji}$ , на головній діагоналі матриці  $\psi_{ii} = 1$ , і такі значення можуть бути інтерпретовані як коефіцієнти сполучення деякого навантаження самого з собою. У випадку з несиметричною матрицею реалізують правило сполучення, рекомендоване у роботі [76] на основі теоретичних досліджень проблеми надійності.

**Спеціальні коефіцієнти сполучення.** Слід наголосити, що з окремими навантаженнями, котрі мають складну природу і структуру, можуть враховувати сполучення їх складових та вводити окремі коефіцієнти сполучення. Таким навантаженням, зокрема, є навантаження від мостових кранів, стосовно якого вітчизняні норми регламентують таку процедуру:

- при врахуванні двох кранів навантаження від них необхідно множити на коефіцієнт сполучення:

**РОЗДІЛ 10. Коефіцієнт сполучення навантажень**

$\psi = 0,85$  – для груп режимів роботи кранів 1К – 6К;  
 $\psi = 0,95$  – для груп режимів роботи кранів 7К, 8К;  
 • при врахуванні чотирьох кранів навантаження від них необхідно множити на коефіцієнт сполучення:

$\psi = 0,7$  – для груп режимів роботи кранів 1К – 6К;  
 $\psi = 0,8$  – для груп режимів роботи кранів 7К, 8К;  
 • при врахуванні одного крана вертикальні та горизонтальні навантаження від нього необхідно приймати без зниження.

Норми Канади та США ([63,101,107]) ще більш диференційовано рекомендують в розрахунках різні коефіцієнти сполучення, які враховують кількість кранів та складові кранових навантажень (табл. 10.2).

**Таблиця 10.2.**  
**Сполучення кранових навантажень за нормами Канади і США**

| Тип сполучення                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       | Формула сполучення                        | Особливості застосування                                                                            |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|
| C1                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | $P_{vs} + 0,5P_{ss}$                      | Розрахунок на втому                                                                                 |
| C2                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | $P_{vs} + P_{is} + P_{ss} + P_{ls}$       | Один кран у кожному прольоті                                                                        |
| C3                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | $P_{vm} + P_{sm} + P_{lm}$                | Будь-яка кількість кранів в одному або кількох прольотах                                            |
| C4                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | $P_{vm} + 0,5P_{sm} + 0,9P_{lm}$          | Два зближені крани тільки в одному прольоті                                                         |
| C5                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | $P_{vm} + 0,5P_{sm} + C_{im} + 0,5P_{lm}$ | По одному крану в кожному суміжному прольоті                                                        |
| C6                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | $P_{vm} + 0,5P_{sm}$                      | Макимум два крани в кожному суміжному прольоті, бічні сили від двох кранів тільки в одному прольоті |
| C7                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   | $P_{vs} + P_{is} + P_{ls}$                | Удар крана об тупиковий упор                                                                        |
| <p><b>Позначення у таблиці.</b><br/>                     Перші індекси: v – вертикальне навантаження; s – горизонтальне навантаження (бічна сила); i – динамічний вплив; l – позовожне гальмування; b – навантаження від удару крана об тупиковий упор.<br/>                     Другі індекси: s – один кран; m – кілька кранів</p> |                                           |                                                                                                     |

Зазначені у табл. 10.2 сполучення кранового навантаження за наведеним вище алгоритмом (формула (10.37)) враховують у загальних сполученнях навантажень (7 варіантів), з яких зазначимо основні:

• сполучення, в якому кранове навантаження вважається основним (першим):

$$C_m = 1,25P_d + 1,5C_{cr} + 0,5P_s \text{ (або } 0,5P_w \text{, або } 0,5P_l);$$

- сполучення, в якому кранове навантаження не є основним:

$$C_m = 1,25P_d + 1,5P_s \text{ (або } 1,4P_w, \text{ або } 1,5P_l) + (0,5 \text{ або } 1,0)C_{cr}.$$

Тут  $P_s, P_w, P_l$  – відповідно снігове, вітрове та тимчасове корисне навантаження;  $C_{cr}$  – сполучення кранових навантажень з *табл. 10.2*.

**Логіка сполучень.** Взаємозв'язок між компонентами кранових впливів така, що між ними існують логічні зв'язки типу «якщо – то» та «або – або». Дійсно, гальмівна сила колеса крана не може існувати, якщо відсутній нормальний тиск на цьому колесі, або, наприклад, норми регламентують, що не можна одночасно враховувати поздовжнє та поперечне гальмування.

Логічні співвідношення такого типу можуть існувати між іншими навантаженнями на конструкцію. Вони визначаються їх фізичним змістом та вимогами, що регламентуються різними нормативними документами. Серед співвідношень між варіантами завантажень можна виділити чотири типи логічних зв'язків:

- незалежні (наприклад, власна вага та корисне навантаження);
- взаємовиключні (наприклад, вітер ліворуч і вітер праворуч, або сейсмічне вплив уздовж різних осей координат);
- супутні (наприклад, гальмівні, які потребують обов'язкової присутності вертикальних кранових навантажень);
- одночасно діючі (наприклад, вітровий напір та відсмоктування, задані в різних завантаженнях).

З іншого боку, завантаження можна характеризувати як знакозмінне, тобто за фізичним змістом всі його компоненти можуть бути замінені на протилежно спрямовані. Типовим прикладом є сейсмічні навантаження, що змінюються в часі, для яких по суті вказується амплітудне значення, а напрямок їх дії може змінюватися на протилежне.

Логічні співвідношення між варіантами завантажень було запропоновано відображати у вигляді орієнтованого графа [2, 13]. Інші способи їх опису та основи алгоритму їх врахування докладно представлені в монографії [26].

### **10.7. Перспективні напрями досліджень**

Насамкінець зазначимо, що в цілому проблема сполучень навантажень не є повністю вирішеною і вимагає подальших досліджень, зокрема, у наступних напрямках:

- розробка кореляційних зв'язків випадкових навантажень, що сполучаються, оскільки в більшості наявних робіт навантаження вважаються незалежними, що не завжди відповідає дійсності;
- врахування у сполученнях фактичних, часом досить складних, розподілів випадкових навантажень, на відміну від частого і не завжди обґрунтованого використання нормального закону;
- детальне врахування специфічних особливостей тих навантажень, що мають складний характер зміни в часі і тісно пов'язані з технологією виробництва, особливостями експлуатації конструкцій – кранових, технологічних, корисних тощо;
- включення у розв'язання задачі сполучення, крім ймовірнісних властивостей суми випадкових процесів навантажень, також врахування інших ймовірнісних параметрів, що визначають спільну силову дію;
- прийняття до уваги логічних співвідношень між варіантами завантажень;
- розв'язання задачі сполучень стосовно граничних станів другої групи з урахуванням експлуатаційних розрахункових значень навантажень.

Тут важливо дотриматися правильного співвідношення загального і часткового, оскільки надто спеціалізований підхід, хоч і може мати практичну цінність, мало впливає на загальний прогрес в аналізі проблеми.

### **Література до 10 розділу**

1. Айзен А.М., Ротштейн Д.М. О сочетании случайных нагрузок на конструкции // Строительная механика и расчет сооружений, 1984, №6. – С.13 – 16.
2. Артеменко В.В., Гордеев В.Н. Программа вычисления расчетных сочетаний усилий при сложной логической взаимосвязи между нагрузками // Вычислительная и организационная техника в строительном проектировании, 1967, № 2. – С. 10 – 14.
3. Балдин В.А., Гольденблат И.И., Коченов В.И., Пильдиш М.Я., Таль К.Э. Расчет строительных конструкций по предельным состояниям. – М.: Стройиздат. 1951. – 272 с.
4. Болотин В.В. Об оценке долговечности при стационарных случайных нагрузках // Известия ВУЗов. Машиностроение, 1959, №9. – С. 38 – 46.
5. Болотин В.В. Применение статистических методов для оценки прочности конструкций при сейсмических воздействиях // Известия АН СССР. Инженерный журнал, 1959, т. 27. – С. 58 – 69.
6. Болотин В.В. Статистические методы в строительной механике. – М.: Госстройиздат, 1961. – 278 с.

7. Болотин В.В. О сочетании случайных нагрузок, действующих на сооружение // Строительная механика и расчет сооружений. 1962. №2. С. 1 – 5.
8. Болотин В.В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. – М.: Стройиздат. 1971. – 351 с.
9. Болотин В.В. К статистической интерпретации норм расчета строительных конструкций // Строительная механика и расчёт сооружений, 1977, № 1. – С. 8 – 11.
10. Болотин В. В., Отставнов В. А. О принципах назначения расчетных нагрузок на сооружения // Строительная механика и расчёт сооружений, 1979, № 5. – С. 3 – 5.
11. Болотин В.В., Чирков В.П., Щербаков А.Н. К расчету конструкций глубоководных нефтепромысловых сооружений на сочетания нагрузок // Строительная механика и расчет сооружений, 1980, № 5. – С. 6 – 10.
12. Васильев А.А., Кунин Ю.С., Яковенко А.Т. Об уточнении расчетных вертикальных нагрузок от мостовых кранов // Промышленное строительство. – 1974, № 6. – С. 31 – 33.
13. Гордеев В.Н., Артеменко В.В., Минькович Е.И. Выбор неблагоприятных сочетаний нагрузок как решение задачи многокритериальной оптимизации // Численные методы расчета и оптимизации строительных конструкций. – М.: ЦНИИСК им. Кучеренко, 1989. – С. 26 – 32.
14. Дривинг А.Я. Рекомендации по применению экономико-статистических методов при расчетах сооружений с чисто экономической ответственностью / ЦНИИСК. – М.: 1972. – 61 с.
15. Екимов В.В. Приложение методов теории вероятностей к проблеме общей прочности корабля // Труды НТО Судпрома, 1957, Том VII, №11.
16. Кантор С.Л., Тимашев С.А. О сочетании случайных нагрузок // Проблемы надежности в строительном проектировании. – Свердловск: 1972. – С. 81 – 86.
17. Кикин А.И., Васильев А.А., Кошутин Б.Н. Повышение долговечности металлических конструкций промышленных зданий. – М.: Стройиздат, 1969. – 415 с.
18. Кошутин Б.Н., Кунин Ю.С., Ницета С.А. Исследование вертикальных и горизонтальных воздействий от мостовых кранов методом статистического моделирования // Облегченные конструкции покрытий зданий. – Ростов-на-Дону: 1979. – С. 5 – 10.
19. Кудзис А.П. Оценка надежности железобетонных конструкций. — Вильнюс: Мокслас, 1985. – 156 с.
20. Лосицкая К.С. Определение коэффициента сочетания нагрузок // Научные труды ЦНИИСК им. Кучеренко. Исследования по строительной механике и методам расчета, 1981. – С. 129 – 136.

21. Лосицкая К.С. Определение коэффициента сочетания нагрузок вероятностным методом // Строительная механика и расчет сооружений. – 1984, №1. – С. 8 – 13.
22. Материалы Международного совещания по расчету строительных конструкций (Москва, декабрь 1958). АСИА СССР. – М.: Госстройиздат, 1961. – 260 с.
23. Маггозиев Х.М. Вероятностный метод решения задачи сочетания метеорологических и длительных нагрузок. Автореферат дис. ... канд. техн. наук. – М.: МИСИ, 1987. – 17 с.
24. Пашинский В.А. Методика определения коэффициентов сочетания усилий от снеговых, ветровых и крановых нагрузок // Строительная механика и расчет сооружений. – 1988, №2. – С. 73 – 76.
25. Перельмутер А.В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Издательство АСВ, 2007. – 256 с.
26. Перельмутер А.В., Гордеев В.Н., Лантух-Лященко А.И., Махинько А.В., Пашинский В.А., Пичугин С.Ф. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / Под общей редакцией А.В. Перельмутера. – М.: Изд-во СКАД СОФТ, Изд-во Ассоциации строительных вузов, ДМК Пресс, 2014. – 596 с.
27. Писчиков В.Г. Методика учета изменчивости и вероятности сочетаний ветровых, снеговых и крановых нагрузок / Комиссия № 23 по основным инженерным требованиям к надежности сооружений Международного совета по научным исследованиям и обмену опытом в области строительства. – К.: 1967. – С. 1 – 22.
28. Пичугин С.Ф. Надежность стальных конструкций производственных зданий. – М: Издательство АСВ, 2011. – 456 с.
29. Пичугин С.Ф. Крановые нагрузки на строительные конструкции. – Полтава: ООО «АСМИ». 2014. – 504 с.
30. Пичугин С.Ф., Нечипоренко А.И. Сочетания кратковременных нагрузок, представленных в дискретной форме // Надежность и реконструкция-88. – Волгоград: 1988. – С. 47 – 48.
31. Пичугин С.Ф., Пашинский В.А. Методика вычисления коэффициентов сочетаний нагрузок // Вопросы надежности железобетонных конструкций. – Куйбышев: 1982. – С. 94 – 97.
32. Пичугин С.Ф., Махинько А.В. Чисельно-аналітична методика розрахунку надійності елементів будівельних конструкцій // 36. наук. пр. «Будівельні конструкції». – К.: НДІБК, 2005. – С. 242 – 251.
33. Райзер В.Д. Теория надежности сооружений. – М: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2010. – 384 с.
34. Ржаницын А.Р. Метод определения допустимых нагрузок на сооружения // Исследовательские работы по инженерным конструкциям. Вып. II. – М.; Стройиздат, 1949. – С. 62 – 88.

- 35.Ржаницын А.Р. Статистическое обоснование расчетных коэффициентов // Материалы к теории расчета конструкций по предельному состоянию. Вып. II. – М.; Госстройиздат, 1949. – С. 18 – 52.
- 36.Ржаницын А.Р. Расчет сооружений с учетом пластических свойств материалов. Изд 1. – М.: Стройиздат, 1949; Изд. 2. – М.: Стройиздат, 1954. – 287 с.
- 37.Ржаницын А.Р. Расчет конструкций на сочетания нагрузок // Проблемы надежности в строительном проектировании. – Свердловск, 1972. – С. 184 – 191.
- 38.Ржаницын А.Р. Учет сочетаний нагрузок, переменных во времени // Строительная механика и расчет сооружений, 1976, № 2. – С. 15 – 19.
- 39.Ржаницын А.Р. Перегрузки и их сочетания // Строительная механика и расчет сооружений, 1977, № 4. – С. 11 – 15.
- 40.Ржаницын А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. – М.: Стройиздат, 1978. – 239 с.
- 41.Ржаницын А.Р., Сухов Ю.Д. Учет совместного действия нагрузок на сооружения // Строительная механика и расчет сооружений, 1974. №4. – С. 40 – 43.
- 42.Снарскис Б.И. О связи метода оптимальных значений с методом предельных состояний // Проблемы надежности в стр. проектировании. – Свердловск, 1972. – С. 206 – 211.
- 43.Снарскис Б.И. Основы теории запасов несущей способности строительных конструкций: Автореф. дис... канд. техн. наук / ЦНИИСК. – М., 1969.
- 44.Стрелецкий Н.С. Об исчислении запасов прочности сооружений // Сборник трудов МИСИ №1. – М.: Изд. МИСИ. 1938. – С. 4 – 32.
- 45.Стрелецкий Н.С. Основы статистического учета коэффициента запаса прочности сооружений. – М.: Стройиздат. 1947. – 94 с.
46. Стрелецкий Н.С. К вопросу развития методики расчета по предельным состояниям. – М.: МИСИ, 1966. – 30 с.
- 47.Сухов Ю.Д. Вероятностный метод определения коэффициента сочетаний постоянной нагрузки с временными // Строительная механика и расчет сооружений, 1985, №1. – С. 3 – 7.
- 48.Тимашев С.А. Надежность больших механических систем. – М.: Наука, 1982. – 184 с.
- 49.Тимашев С.А., Штерензон В.А. Практические методы расчета надежности механических систем при действии сочетания случайных нагрузок // Исследования в области надежности инженерных сооружений: Сборник трудов. – Л.: ЛенПСП, 1979. – С. 36 – 51.
- 50.Уваров Б.Ю., Окулов П.Д. Методика исследования совместного воздействия нагрузок от подвесных однопролетных кранов и снега на покрытие промышленного здания // Известия вузов. Стр-во и ар-ра. – 1982, № 11. – С. 5 – 9.

51. Ужполявичус Б.Б. Вероятностно-статистический расчет при проектировании и контроле сопротивления строительных конструкций. // Строительная механика и расчет сооружений, 1985, №3. – С. 3 – 7.
52. Федоров Е.И. Расчет конструкций на действие нагрузок, представленных в виде дискретных марковских процессов // Расчет строительных конструкций: Труды ЦНИИСК. Вып. 42. – М.: Стройиздат, 1976. – С. 132 – 143.
53. Федоров Е.И. Вероятностно-оптимизационный расчет конструкций находящихся под действием нескольких нагрузок // Исследование нагрузок на сооружения и надежность строительных конструкций. – М.: ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко, 1986. – С. 108 –124.
54. Федоров Е.И., Лосицкая К.С. О выборе коэффициента сочетания нагрузок // Строительная механика и расчет сооружений, 1980, № 1. – С. 18 – 21.
55. Федоров Е.И., Матгозиев Х.М. Построение функции надежности строительных конструкций, находящихся под действием нескольких нагрузок. // Строительная механика и расчет сооружений, 1985, №3. – С. 5 – 8.
56. Хоциалов Н.Ф. Запасы прочности // Строительная промышленность. 1929, № 10. – С. 840 – 844.
57. Чирков В.П. Вопросы надежности механических систем. – М.: Знание, 1981. – 121 с.
58. Чирков В.П. К определению расчетных сочетаний нагрузок // Строительная механика и расчет сооружений, 1980, № 3. – С. 10 –14.
59. Чирков В.П., Кисляков С.А. Применение методов теории надежности к обоснованию расчетных нагрузок на сооружения // Труды МЭИ, вып. 578, 1982. – С. 90 – 98.
60. Шпете Г. Надежность несущих строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1994. – 288 с.
61. Яковенко А.Т. Изучение сочетаний вертикальных нагрузок от мостовых кранов в производственных зданиях: автореф. дис. ... канд. техн. наук. – М.: МИСИ, 1975. – 13 с.
62. Ang A. H-S., Tang W.H. Probability Concepts in Engineering Planning and Design. – New York: John Wiley. 1975. – 368 p.
63. ASCE/SEI 7-10: ASCE Standard. Minimum Design Loads for Building and Other Structures. – Reston, USA: American Society of Civil Engineers, 2010. – 124 p.
64. Augusti G., Baratta A., Casciati F. Probabilistic methods in structural engineering. – London: Chapman & Hall. 1984. – 570 p. [Русский перевод: Аугусти Г., Баратта А., Кашиати Ф. Вероятностные методы в строительном проектировании. – М.: Стройиздат, 1988. – 584 с.]
65. Ballio G., Casciati F., Faravelli I. Combination values of the actions for level 1 verifications their avaluation via fully probabilistic methods // Proceedings

- of the 3-th International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR-81). – Amsterdam: Elsevier, 1982. – P. 627 – 637.
66. Benjamin J.R. Cornell C.A. Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers. – New York: McGraw-Hill. 1970. – 684 p.
67. Cornell C.A. Bounds on the Reliability of Structural Systems // American Society of Civil Engineers: Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 93, No. ST., February 1967. – P. 171 – 200.
68. Cornell C.A. Structural Safety Specifications Based on Second Moment Reliability Analysis // Symposium on Concept of Safety (London, 1969). Final report IABSE. – Zurich, 1969. – P. 235 – 246.
69. Cornell C.A., Veneziano D., Grigoriu M. Vector process models for system reliability // Journal of Engineering Mechanics, 1977, Vol 103, Issue 3. – P. 441 – 460.
70. Ditlevsen O. Generalized Second Moment Reliability Index // J. Struct. Mech. – Vol. 7, №4, 1979. – P. 435 – 451.
71. Ditlevsen O., Madsen H. Probabilistic modelling of man-made load processes and their individual and combined effects // Proceedings of the 3-th International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR-81). – Amsterdam: Elsevier, 1982. – P. 103 – 134.
72. Ditlevsen O., Madsen H. Structural reliability methods. – Chichester: John Wiley. 1996. – 372 p.
73. Elishakoff I. Probabilistic Theory of Structures. – New York: Dover Publications; 1999. – 502 p.
74. Ellingwood B. Probability based Criteria for Structural Design // Structural Safety, 1982, Vol. 1.– P. 15 – 26.
75. Ellingwood B., MacGregor J.G., Calambos T.V., Cornell C.A. Probability Based Load Criteria. Load Factors and Load Combinations // Proceedings of ASCE. Journal of the Structural Division, 1982. vol. 108, No. ST5. – P. 978 – 997.
76. Ellingwood, B., Rosowsky, D. Combining snow and earthquake loads for limit states design // Journal of Structural Engineering, 1996, Vol. 122, Issue 11. – P. 1364 – 1368.
77. El-Reedy M. Advanced Materials and Techniques for Reinforced Concrete Structural Reliability. – Boca Raton, FL: CPC Press, 2009. – 314 p.
78. EN 1990:2001. Eurocode. Basis of structural design. – Brussels: CEN. 2002. – 89 p.
79. Faravelli I. A proposal on load combination for level 1 formats // Engineering Structures, 1982, Vol. 4. – P. 197 – 206.
80. Ferry-Borges J. Castanheira M. Structural safety. – Lisbon: Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, 1968. – 150 p. [2nd edit, 1971 – 217 p.]
81. Fießler B. Entwicklung von Regeln zur Kombination stochastischer Lasten für die Tragwerksbemessung. – TU Munchen Dissertation, 1983.

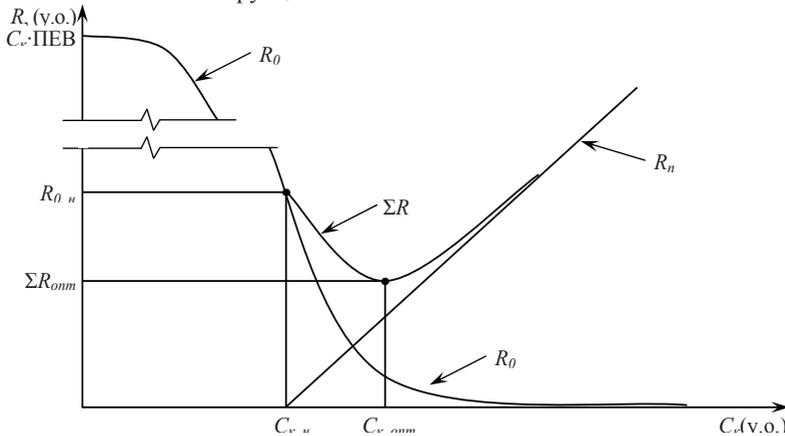
## РОЗДІЛ 11. Коефіцієнт відповідальності

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

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

$$R_n = (C_k - C_{к,н})k, \quad (11.4)$$

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



**Рис. 11.2.** Залежність  $R - C_k$  для особливо відповідальних будівель

Ризик  $R_0$  втрат від відмови конструкції визначають як

$$R_0 = k \cdot C_k \cdot Q_0, \quad (11.5)$$

де  $Q_0$  – імовірність відмови будівельного об'єкту, яка в залежності від вартості конструкції змінюється за криволінійною залежністю, подібною інтегральній функції розподілу випадкової величини (рис. 11.2).

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

$$\Sigma R = R_0 + R_n. \quad (11.6)$$

Крива сумарного ризику має мінімум на рівні  $\Sigma R_{опт}$ , 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, в

**Пічугін С.Ф. ЕТАПИ РОЗВИТКУ ЗАГАЛЬНОЇ МЕТОДИКИ РОЗРАХУНКУ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

яких  $\gamma_n < 1$ ), або більше  $C_{к,н}$  – для особливо відповідальних будівель (рис. 11.2), у яких  $\gamma_n > 1$ .

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

$$ПЕВ = B_0 / C_{к,н} \quad (11.7)$$

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

Особливо відповідальними об'єктами вважають будівлі, для яких  $ПЕВ > 100$ .

Значення коефіцієнту відповідальності пропонується визначати як

$$\gamma_n = C_{к,онт} / C_{к,н} \quad (11.8)$$

В результаті чисельного моделювання були отримані значення  $\gamma_n$  та відповідні співвідношення нормативного і зменшеного оптимізованого ризиків  $R_{0,н} / \sum R_{онт}$  в залежності від ПЕВ (табл. 11.4). Як видно з цієї таблиці, для конструкцій з ПЕВ = 1...10 значення коефіцієнтів  $\gamma_n$  і співвідношення ризиків практично не відрізняються від 1,0. В той же час для особливо відповідальних конструкцій з ПЕВ > 250 і  $\gamma_n \geq 1,15$  значення оптимального ризику  $\sum R_{онт}$  може зменшуватися проти нормативного  $R_{0,н}$  в 20...50 разів, що повинно вплинути на визначення страхових внесків.

**Таблиця 11.4**

**Порівняльна оцінка коефіцієнтів  $\gamma_n$  конструкцій різної відповідальності [15]**

| <i>Навантаження представлене у вигляді стаціонарного нормального випадкового процесу</i> |            |                                | <i>Навантаження представлене у вигляді суми випадкових процесів з розподілом ординати за нормальним (постійне навантаження) і поліномо-експоненційним законом (снігове навантаження для територій України)</i> |            |                          |
|------------------------------------------------------------------------------------------|------------|--------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|--------------------------|
| <b>ПЕВ</b>                                                                               | $\gamma_n$ | $\frac{R_{0,н}}{\sum R_{онт}}$ | <b>ПЕВ</b>                                                                                                                                                                                                     | $\gamma_n$ | $R_{0,н} / \sum R_{онт}$ |
| 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                     |

**11.7. Залежність коефіцієнта відповідальності від ПЕВ [16].**

Графік, зображений на *рис. 11.2*, можна представити у безрозмірних координатах через ПЕВ, поділивши усі грошові значення на нормативну вартість елементу конструкції  $C_{н,н}$ . Це дало можливість виявити зв'язок між значеннями величини оптимальної надійності  $P_{L,opt}$  і ПЕВ, який для всіх можливих випадків досить добре описують прямою пропорційністю у вигляді

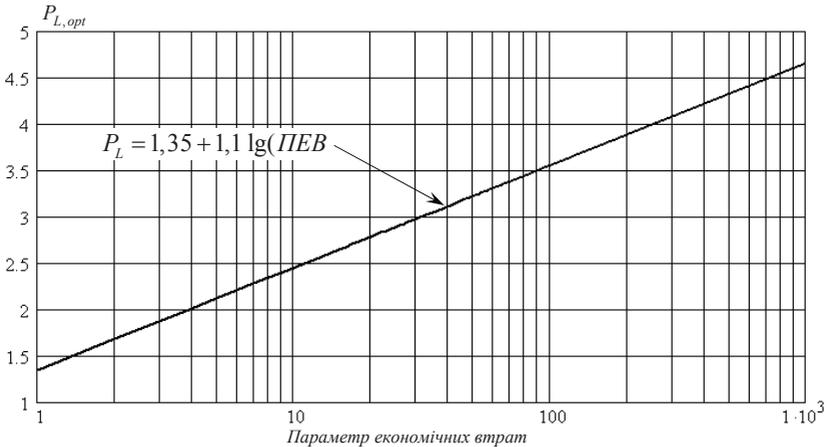
$$P_{L,opt} = a + b \lg(\text{ПЕВ}), \quad (11.9)$$

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 0,4бел). 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 (11.9) до наступного вигляду (*рис. 11.3*):

$$P_{L,opt} = 1.35 + 1.1 \lg(\text{ПЕВ}). \quad (11.10)$$

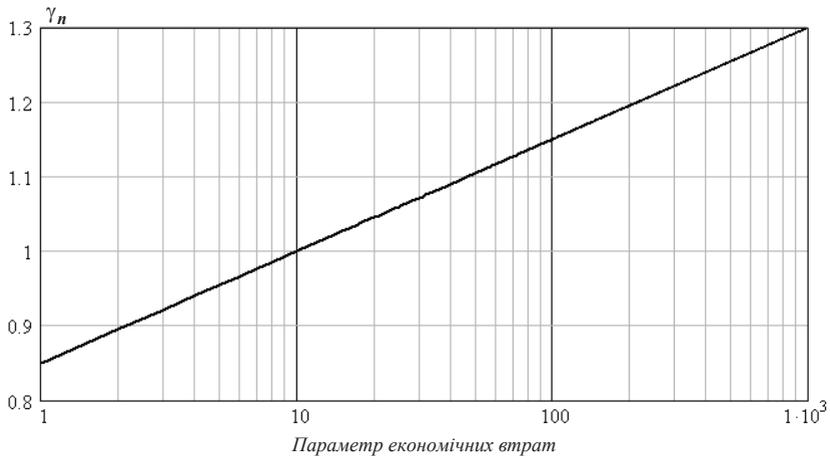


**Рис.11.3. Залежність оптимального показника надійності елементу від параметру економічних втрат**

Такий підхід відкриває можливість регулювання надійності конструкцій за допомогою коефіцієнту надійності за призначенням  $\gamma_n$ , який повинен також бути функцією величини параметру економічних втрат ПЕВ. Ця залежність коефіцієнта  $\gamma_n$  від рівня ПЕВ можна представити подібно (11.10) у вигляді прямої (рис. 11.4) з осередненою оцінкою:

$$\gamma_n = 0,85 + 0,15 \lg(\text{ПЕВ}). \quad (11.11)$$

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



**Рис. 11.4. Залежність коефіцієнта надійності за призначенням від параметру економічних втрат**

**Література до розділу 11**

1. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / ЦИТП Госстроя СССР. – М.: Госстрой СССР, 1985. – 36 с.
2. 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.
3. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – К.: Мінрегіон України, 2018. – 30 с.
4. ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013. Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва. – К.: Мінрегіон України, 2013. – 37 с.
5. ДСТУ 8855:2019. Визначення класу наслідків (відповідальності). – К.: ДП «УкрНДНЦ», 2019 – 13 с.
6. Постанова Кабінету Міністрів України від 15 лютого 2002 р. № 175 «Про затвердження Методики оцінки збитків від наслідків надзвичайних ситуацій техногенного і природного характеру».
7. Закон України «Про Державний бюджет України».
8. Постанова Кабінету Міністрів України від 24 березня 2004 р. № 368 «Про затвердження Порядку класифікації надзвичайних ситуацій техногенного та природного характеру за їх рівнями».
9. Закон України «Про регулювання містобудівної діяльності».
10. ДБН В.2.2-24-2009. Проектування висотних житлових і громадських будинків. – К.: Мінрегіонбуд, 2009. – 161 с.
11. Закон України «Про автомобільні дороги».
12. Закон України «Про об'єкти підвищеної небезпеки».
13. Закон України «Про охорону культурної спадщини».
14. Закон України «Про оцінку впливу на довкілля».
15. Онищенко В.О. Високоєфективні технології та комплексні конструкції в промисловому й цивільному будівництві / В.О. Онищенко, О.Г. Онищенко, С.Ф. Пічугін, Л.І. Стороженко, Семко О.В., Ю.С. Слосаренко, І.А. Ємельянова. – Вид. 2-ге, доповнене. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2011. – 520 с.
16. Махінько А.В. Надійність елементів металоконструкцій під дією випадкових змінних навантажень: Автореф. дис...канд. техн. наук / А.В. Махінько/ ПолтНТУ. – Полтава, 2006. – 24 с.

---

## ВИСНОВОК

*Skripta manent (написане залишається)*  
Латинське прислів'я

Починаючи висновок, хочеться нагадати, що книга включає міркування автора щодо загальних положень методики розрахунку будівельних конструкцій, обґрунтування розрахункових коефіцієнтів методики, нормування міцності конструкційних матеріалів і навантажень на будівельні конструкції. Зрозуміло, що це не повністю охоплює зміст загальної процедури розрахунку будівельних конструкцій на міцність, жорсткість, витривалість, втому тощо, тим більше що текст книги відноситься переважно до сталевих конструкцій. Тим не менше автор сподівається, що читачам книги було корисно одержати інформацію щодо підґрунтя та історії розвитку норм проєктування будівельних конструкцій – настільної книги кожного будівельника. Згадаємо тут, що прогрес методики розрахунку будівельних конструкцій йшов, як це показано у книзі, наступними основними етапами.

*Перший етап* – епоха методу допустимих напружень (з XVIII сторіччя до 50-х років XX сторіччя). Оцінюючи цей етап, зазвичай обмежуються лише критичними оцінками і переліком недоліків методу. Автор не поділяє такий однобічний підхід, оскільки при ньому залишається незрозумілим, як за 200-річний термін застосування методу забезпечували необхідні надійність і безаварійність будівельних об'єктів по всьому світу. Справжнім маніфестом цього етапу було «Урочне положення» – це унікальний посібник, в якому вперше було надано роз'яснення до будівельних норм і правил та уміщено необхідний довідковий матеріал щодо будівництва. Подальший розвиток методу допустимих напружень було зафіксовано у державних нормах, починаючи з 30-х років XX сторіччя. У підґрунті цього методу був набутий великий і цінний багаж наукових результатів, які згодом були покладені в основу нового методу граничних станів.

*Другий етап* – впровадження і розвиток нового методу розрахунку за граничними станами у форматі Будівельних норм і правил (СНиП) (1955 – 1990 рр.). Постійно уточнювали критерії граничних станів, класифікацію навантажень та їхніх сполучень. Відкрилася можливість розгортання активного наукового наступу на розрахункові коефіцієнти методики. Назвемо в якості результатів, одержаних на основі трудомістких і небезпечних натурних досліджень в діючих цехах, зменшення коефіцієнту

---

перевантаження кранового навантаження з 1,3 до 1,1 і введення понижених коефіцієнтів сполучення до навантажень від кількох кранів. Розширилася статистична база нормування опорів матеріалів, включно нових сталей підвищеної міцності. Продовжилася обробка статистичної інформації щодо атмосферних навантажень, було уточнено снігове і вітрове районування.

*Третій етап* – розроблення і впровадження національних норм проєктування (з 1990 р. до теперішнього часу). Вступили у силу інноваційні ДБН по забезпеченню надійності будівель і споруд. На його основі були радикально перероблені норми навантажень, для яких регламентували різні розрахункові значення: граничні, експлуатаційні, циклічні і квазіпостійні, для визначення яких було розроблено нову гаму розрахункових коефіцієнтів. Для характеристичних значень всіх кліматичних навантажень було введено єдиний 50-річний період повторюваності. На основі сформованої статистичної бази було суттєво перероблено районування території України за кліматичними навантаженнями. Справжній науковий прорив здійснили у напрямі нормування коефіцієнта надійності за відповідальністю. Базою цього нормування стала вперше введена класифікація будівельних об'єктів за класами наслідків (відповідальності): СС1, СС2, СС3. Розпочався процес зближення норм України з європейським нормами Єврокод. На початковому етапі державним рішенням було дозволено одночасне використання ДБН і Єврокодів, для чого були розроблені Національні додатки до відповідних розділів Єврокоду.

Подальший розвиток методики розрахунків за граничними станами реалізується шляхом розвитку координації ДБН з Єврокодами. Можна сказати, що в цьому плані ми знаходимося на новому витку спіралі розвитку використання закордонного досвіду, бо ще у вищезгаданому Урочному положенні проводилося порівняння з нормативними даними Німеччини, а в інститутських будівельних підручниках 30-х років минулого століття достатньо широко цитувалися закордонні джерела.

Автор сподівається, що матеріали представленої книги допоможуть інженерам-будівельникам краще зрозуміти сенс і походження положень діючих норм проєктування, обґрунтовано приймати рішення питань, котрі виникають у проєктуванні, оцінці технічного стану та підсиленні будівельних конструкцій. Молодим людям, які входять в науку, корисно звернути увагу на нерозв'язані питання щодо надійності і навантажень, перелічені у книзі, щоб знайти напрям своїх досліджень.

Якщо надії в цьому питанні певною мірою збудяться, автор вважатиме своє завдання виконаним.

**Автор**

---

## SUMMARY

**The thematic block 1 (chapters 1 and 2)** contain a systematic review of publications in leading scientific and technical journals on the problem of statistical description of the strength of construction materials. The strength of materials is a crucial parameter of the load-bearing capacity of building structures. Therefore, an objective assessment of the material strength is of great importance for ensuring and calculating the reliability of structures and the proper justification of design standards. The mechanical characteristics of modern materials have a statistical variance, which is well described by normal law, which has been repeatedly confirmed by test data of material samples. The undoubted relevance of regular statistical studies of material strength is linked to the constant revision of design standards. Factory tests of material strength were performed for many years on a large scale, creating a significant array of statistical information. However, there is no common information database for these data. Some of them have been published in various scientific and technical journals, collections of articles, conference proceedings. Access to these publications is difficult. The translation into electronic form has taken place only for publications published after 2000.

*The first chapter* is devoted to the consideration of the strength of construction steels. The main attention is paid to the selection of statistical strength characteristics of steels of different periods, such as mathematical expectation, standard deviation (standard), coefficient of variation, etc. The analysis confirmed the high security of normative and design resistances of rolling profiles made of low-carbon steel brands St3ps and St3sp. The requirement to ensure the values of the normative resistance with a probability of 0.95 for steel grade St3 is met. It is shown that the provision of the design resistances of rolled steel from St3sp and St3ps steels is always higher than the probability of 0.999. The statistical data of mechanical tests results of low-alloy construction steels 14G2, 10G2S1, 15 HSND, 10 HSND and high-strength steels are given. Thermomechanical hardened steels of high purity can be attributed to the third generation of construction steels and used in building metal structures of the most responsible and unique structures.

*The second chapter* contains the statistical description of the strength of construction materials. The generalized information on statistical parameters of resistance of concrete, stone laying and wood for the period from 40th years of the XX-th century to the present time is received. The high security of normative and design resistances of concrete, stone laying and wood for building structures is confirmed. In most cases, the requirement to ensure the values of the normative resistance of building materials with a probability of 0.95 and the

---

values of the design resistance with a probability of 0.99 is met. The data presented in the chapters are intended for use in numerical calculations of structural reliability. In addition, the evolution of design standards for building structures is analyzed in the sense of justification of normative and design resistances and the involvement of experimental statistics.

**The thematic block 2 (chapters 3, 4, 5)** is devoted to consideration of loads on building structures. Ensuring the reliability and safety of buildings and structures largely depends on a proper understanding of nature and quantitative description and rationing of loads on building structures. Most of the parameters of the load codes are probabilistic in nature and require the application of statistical methods for their justification. These methods were constantly changing and developing along with the regular revision of building design codes. Therefore, the analysis of the evolution of domestic load codes together with their statistical substantiation is an urgent task. With the collapse of the USSR, the new states had the opportunity to move away from the rough Soviet rationing and develop their own, more adequate codes for loads. Further development of load codes in the CIS was realized in the form of national codes of individual states. Ukrainian specialists, in contrast to Russian standards developers, have prepared the State Standards of Ukraine DNB B.1.2: 2006 «Loads and loadings», conceptually different from SNiP in terms of loads. The publication of these codes was preceded by the systematization of the results of many years of work in the field of different loads. Giving an overall assessment of Ukrainian standards of loads, it should be emphasized that they are compiled on a modern methodological basis, close to European standards Eurocode, based on representative statistics, more differentiated and have a scientific probabilistic rationale, more deeply developed than in codes of previous years.

*The third chapter* examines the probabilistic basis development of standardization of snow loads on building structures. These loads on structures have a very complex physical and changeable nature, requiring knowledge of thermodynamic processes in the atmosphere and soil, physical properties of snow, methods of meteorological observations and climatological description of the terrain, variability of loads, the nature of snow deposition on buildings and structures. Such features are to some extent reflected in the sections of design codes of building structures that contain standards for snow load. Materials on snow load have been published in various scientific and technical journals, collections of articles, conference proceedings. Access to these publications is difficult, and published reviews of the development of snow load rationing are incomplete and do not include the results of research over the past 15 – 20 years. The article contains a systematic review of publications in leading scientific and technical journals on the problem of snow load over the 80-year period from the 40s of the twentieth century to the present. The main attention is paid to the analysis of tendencies of development of designing codes concerning changes of territorial zoning and design coefficients, appointment of normative and design

---

values of snow load and involvement in it of experimental statistical data.

*The fourth chapter* is devoted to consideration of trends in the development of wind codes for building structures. These loads have a rather complex physical nature and changeable nature, which require knowledge of thermodynamic processes in the atmosphere, physical properties of wind effects, methods of meteorological observations and climatological description of the area, variability of wind loads, nature of wind blowing of structures and buildings. Materials devoted to wind loads have been published in various scientific and technical journals, collections of articles, and conference materials. This chapter contains a systematic review of design codes and publications on the problem of wind load over a 90-year period from the 1930s to the present. The main attention is paid to the analysis of trends in the development of codes for the design of structures in terms of changes in calculation coefficients, the assignment of normative and calculation values of wind load and the involvement of experimental statistical data. Scientific results are highlighted that can be included in the following wind load codes.

*The fifth chapter* is devoted to the description of crane load ranking. Loads from cranes can be significant; they have a variable dynamic nature and have a significant force on the structure of industrial buildings. The beginning of domestic standardization of crane loads was laid in 1930, when the «Uniform codes of construction design» were introduced. They separately normalized vertical, horizontal longitudinal and horizontal transverse crane loads. This division is preserved in all subsequent versions of the load codes from bridge and overhead cranes. Since the late 1930s, leading construction research institutes and universities have conducted research on crane loads, the results of which have been consistently incorporated into design codes. These studies are time consuming and complex, as they are performed in existing production facilities and require the development of specific methods and equipment for measuring loads from operating bridge cranes. For 90 years, load codes have been constantly changing, taking into account the experience of operation and trends in construction science. The 50s of the last century were marked by the transition of structural calculations from the method of allowable stresses to the method of limit states, which led to a radical revision of the codes of crane loads. In the 60's and 80's, statistical studies of crane loads were intensified, the results of which opened up the possibility of reducing overload coefficients and introducing additional combination coefficients for crane loads. There were constant discussions about the assessment and consideration in the codes of horizontal transverse loads - braking and lateral forces from the skew of the moving cranes. This question still remains open for further research. It is also important to clarify the coefficients of load combination from several bridge cranes.

**The third block (chapters 6, 7 and 8)** is devoted to the consideration of the stages of development of the general method of building structures

---

calculation. From the 19th century to the 50s of the 20th century, it was a calculating method of allowable stresses. After it came the time of the method of calculation based on limit states, which is used to this day. Since the 90s of the last century, Ukraine has been developing and applying its own regulatory documents in the field of construction.

*The sixth chapter* tells about stages of development of the allowable stress method as the basis of the method of limit states. Despite thousands of years of construction experience, the problem of building strength has always existed, and it is still relevant today. Starting from the 17th century, with the work of the founders of construction mechanics, the development of methods for calculating building structures began, which from the middle of the 19th century began to be formalized into design codes, which are mandatory for builders. The relevance of studying the development of domestic and foreign design standards is not only related to the fact that history provides factual knowledge about the past experience of construction, but to a certain extent it allows predicting trends in the development of construction standards. The chapter provides a consistent overview of the methods of calculating building structures, starting with classical studies of the 17th and 18th centuries until the middle of the 20th century, when the allowable stress method was dominant. The Urgent position, which regulated construction activities from the middle of the 19th century to the beginning of the 20th century, is considered in detail. It has been confirmed that this is a unique manual that has served as a reference for builders and architects, a textbook for teachers, a guide for building contractors. It first explained the building codes and regulations and contained the necessary reference material on construction. In particular, mechanical characteristics that could be used in the calculations of structures based on allowable stresses were given for the main structural materials in the Urgent position. The reviewed scientific studies related to the development of the methodology for calculating allowable stresses are aimed at identifying the nature of the safety factor, taking into account the plastic work of the material, the actual work of structures and connections, and the statistical nature of the safety factor of structures. The evolution of building construction calculation methods and their reflection in normative documents, starting with the Uniform Rules of Building Design (1931), is described. The basis for their development was the research of domestic scientists. At the same time, the consideration of foreign experience in the development of the first domestic design standards is noted. It is shown that the following years were marked by the expanded use of steels of various grades and active research into the strength of welded joints of building structures. It is emphasized that at the end of the 1930s, a real scientific attack on the reserve factor took place, which was carried out by the classic of domestic metal structures N.S. Streletskyi and a number of foreign researchers. A comparative analysis of the standards for calculating building structures based on allowable stresses with modern design standards has been carried out. The general

---

conclusion is substantiated that the method of allowable stresses, despite all its shortcomings, over the 200-year period of application still ensured the necessary reliability and safety of construction objects around the world. In the background of the method, a large and valuable baggage of scientific results was acquired, which were later laid as the basis of a new method of limit states.

*The seventh chapter* contains information on the stages of development of the limit state method for the period 1950-1980. Even before the end of the Second World War in 1943, at the highest state level, the task was set to develop a unified calculation method and improve the system of reserve coefficients. A commission for the unification of building construction calculation methods was organized, which included leading representatives of construction science. The commission has developed a new calculation method called the limit state calculation method. The main set of regulatory documents became the Building Standards and Rules (SNiP), approved for mandatory application since 1955. These standards formulated that "the limit state is understood as such a state of structures, in which its further normal operation becomes impossible." Three types of limit states were regulated, new concepts of normative and design resistance of materials, normative and design values of loads, new calculated coefficients were introduced: homogeneity, overload, working conditions. The method of limit states immediately showed its significant advantages in comparison with the method of allowable stresses. All components of the boundary inequalities received a clear physical meaning. In this regard, we can conclude that the basic inequality already lacks the coefficient of ignorance. The method of limit states essentially divided the single reserve factor into its component parts, replaced it with several calculated coefficients. The possibility of a separate study and clarification of each of them, mainly on the basis of statistical and probabilistic methods, opened up. Already the first experience of implementing the new method gave material savings in structures, in particular, for metal structures in the range of 3...10%. In the future, this saving increased. The next stage in the development of building design codes was implemented in 1962. SNiP II-A.10-62 "Building structures and foundations. Basic design provisions" introduced a general classification of loads and impacts, which were now divided into permanent and temporary loads and taken into account in basic, additional and special combinations. The codes for the design of steel structures have been significantly supplemented with low-alloy steels of increased strength. The development of the regulatory framework of construction design continued SNiP II-A.10-71 "Building structures and foundations. Basic provisions of design". In this basic document, unlike previous codes, instead of three limit states, two groups of limit states were introduced. In SNiP II-B.3-72 "Steel structures" developed on its basis, the division of steels into conventional strength classes, called "classes of steels", was introduced. The release of this edition of the codes, which summarized the scientific and design results for a 15-year period, did not stop the speeches of

---

experts with criticism and suggestions. International Latin and Greek designations and indices were included in the next edition of the design codes of SNiP II-23-81 "Steel structures" (introduced in 1982) and in the design standards of other structures. In 1988, the codes for the design of steel structures were slightly changed, in the corrected version of SNiP II-23-81\*, changes were made to individual points. These codes (version of 1990) were the last standards for the design of metal structures of the Soviet Union, after the collapse of which the countries formed on its territory developed their normative documents.

*The eighth chapter* introduces the reader to the development of Ukrainian design codes in the period from 1990 to the present. For independent Ukraine, it was necessary to define the concept of creating a regulatory framework in construction, and experts from research and design institutes and leading higher educational institutions of the construction profile took part in its development and began to actively prepare Ukrainian codes. The first work in this direction, carried out in 1995, was directed to the creation of state construction codes DBN 362-92 "Evaluation of the technical state of steel structures of buildings and structures in operation", which were based on the work of previous years. DBN V.1.2-14-2009 "General principles of ensuring the reliability and structural safety of buildings, structures, construction structures and foundations" was released in stages. This is an important guiding document, on the basis of which construction regulations, codes and other documents for the design, construction, reconstruction and operation of construction objects began to be developed. These codes significantly and deeply developed the basic principles of the calculation method for limit states, in particular, regarding the coefficient of responsibility. Classes of consequences (responsibility) of buildings and structures (CC1, CC2, CC3) were introduced for the first time with the corresponding differentiation of the coefficient of responsibility. DBN V.1.2-2:2006 "Loads and influences" fundamentally differ from the previous codes of SNiP 2.01.07-85. Radical changes in the normalization of individual loads, introduced on the basis of the provisions of DBN V.1.2-14-2009, are described in detail in other parts of the book. Approval of the general normative document DBN A.1.1-94:2010 "Design of building structures according to Eurocodes. Substantive provisions". streamlined the complex and voluminous work on the entry of Eurocodes into the domestic regulatory space. On the basis of the adopted official documents, in 2013, large-scale work was launched on the development of projects for changes to national codes, harmonized with European regulatory documents for the design of building structures. In recent years, the basis for the development of a new generation of codes has been being prepared. Such a basis is the recently adopted DBN B.1.2-6:2022 "Basic requirements for buildings and structures. Mechanical resistance and stability". These fundamental codes are used when establishing mandatory requirements for the object of standardization in construction, and are also used when

---

developing regulatory documents for structural and engineering systems. DBN B.1.2-6:2022 was developed mainly on the basis of DSTU-NB EN 1990:2008 (Eurocode) taking into account the domestic experience of construction regulation. With the release of these DBN, the process of translating domestic building codes into European normative ideology expanded.

**The fourth thematic block (chapters 9, 10 and 11)** contains information on part of the calculated coefficients of the limit state method (other coefficients are described in previous chapters of the book).

**Chapter 9. Coefficient of working conditions.** This coefficient must take into account all the features of the operation of structures, which are not explicitly taken into account by other coefficients of the limit state method. Therefore, it is the most heavily loaded coefficient in terms of purpose and the least determined in terms of content and value. It can be considered that it has a statistical nature, in some cases it is studied in detail and substantiated. However, in some cases, its values are established by an expert method based on design and operation experience and require further study and clarification. The first values of the working conditions coefficient were included in the first design codes for limit states. In particular, for steel structures, NiTU 121-55 "Steel Structures" included a rather extensive scale of the values of this coefficient. In subsequent editions of the specified codes, the table of coefficients of working conditions was repeatedly changed. An experimental assessment of the coefficient of working conditions of the structure can be considered a constructive correction. Constructive correction is the ratio of the actual stress or deflection from the selected load to the notional calculated stress (or deflection) from the same load. The approximate structure of the constructive correction of steel structures can be represented as a composition of several components. Field studies of steel trusses, crane beams, columns, transverse frames were carried out, which made it possible to determine the constructive corrections of the specified structures and systems. The substantiation of the coefficients of working conditions, in addition to the assessment of constructive corrections, can also be based on probabilistic studies and assessments of the reliability of structures. In particular, it was found that the reliability of the lower parts of stepped columns of industrial buildings is significantly greater than the upper parts. This is a consequence of applying to the lower part a greater number of random loads, in particular, a vertical crane load. This provision made it possible to find the working condition coefficient based on the criterion of equal reliability of parts and to recommend introducing it into the calculation formulas for lower sections of stepped columns of one-story industrial buildings equipped with overhead cranes. It is known that statically indeterminate systems (SIS) have a reserve of reliability compared to individual elements and statically determined systems. This reserve is proposed to be taken into account by the newly introduced "circuit reliability coefficient", similar to the working conditions coefficient of the current codes. The

---

justification of the values of this coefficient is based on taking into account its probabilistic nature and the condition of SIS equal reliability, in which the probability of failure of the system as a whole is equal to the probability of failure of individual elements.

**Chapter 10. Coefficient of load combination.** The combination of loads and influences is formed as a set of their design values or their corresponding forces and/or displacements, which simultaneously affect the object of calculation and are used to check the structure under the conditions of a defined limit state in a certain calculation situation. In the current codes for the design of structures, two types of load combination are taken into account: basic combinations, which are used to check reliability in stable and transient design situations, and emergency combinations, which are used to check reliability in emergency design situations. The reduced probability of the simultaneous action of several random loads is taken into account by multiplying the sum of the loading effects from the action of the design values of all loads by a common coefficient of combination, which is less than one. It is also allowed to use separate combination coefficients for individual types and groups of loads and their combinations. In addition to the main effects, only one emergency load can be included in the emergency combination. Consideration of emergency situations requires clarification of such a concept as design accidents (DA), for which the project must provide for special means of active management and protection. In addition to DA parameters, parameters of the maximum possible disaster (MPD) of a natural and (or) man-made cause are established for a specific object. To date, the recommendations of the codes do not have an exhaustive probabilistic justification, they include the values of combination coefficients without taking into account the role of one or another load included in the combination. Meanwhile, the ratio of loads acting on the structure should affect the combination factor. This has been confirmed by studies which have found that the combination factor, which is close to unity when one load predominates, smoothly decreases to 0.75 when both loads are approximately equal. This issue was significantly developed by the researchers of PNTU, who solved the problem of combining wind, snow and crane loads. It was found that the coefficient of combination of these loads can be significantly reduced to 0.725 in comparison with the value of 0.90, which is regulated by the current codes. In addition to the approach that takes into account the single coefficient of combination, the approach that is presented in the ISO standard and in the Eurocode based on Turkstra rules, which uses a discrete representation of loads, is tested and theoretically justified.

**Chapter 11. Coefficient of responsibility.** According to the codes of DBN, the reliability coefficient of responsibility takes into account the significance of the structure or object as a whole, as well as the possible consequences of failure. In the previous codes of SNiP, this coefficient was called "reliability coefficient for purpose". The coefficient of responsibility is

---

intended to differentiate the levels of safety depending on the social and economic importance of the structure, the scale of the consequences and the amount of damage in case of a possible failure. The first recommendations regarding the normalization of this coefficient were adopted in 1981-82. They were introduced voluntarily, had no scientific basis and, obviously, were based on the acquired experience in the design and trouble-free operation of buildings and structures. Ukrainian codes DBN V.1.2-14-2009 "General principles of ensuring the reliability and structural safety of buildings, structures, construction structures and foundations" significantly and deeply developed the basic principles of the methodology of limit state calculation, in particular regarding the coefficient of responsibility. Subsequently, these issues were somewhat clarified in the next edition of this important normative document DBN V.1.2-14:2018 "General principles of ensuring the reliability and structural safety of buildings and structures". The values of the coefficient of responsibility are determined depending on the class of consequences (responsibility) of the object, the type of calculation situation and the category of construction responsibility. Classes of consequences (responsibility) of objects are determined by the level of possible material damages and (or) social losses associated with the termination of operation or with the loss of object integrity. This is the main indicator that affects the value of the reliability coefficient of responsibility. Possible damages are assessed based on the predicted scenario of the accident. An accident scenario is a model of the sequence of events that may occur due to the occurrence of an initiating effect (overload, personnel errors, emergency failure of protective devices, etc.) on the structure of a house, building or structure. The assessment of possible economic losses should take into account: losses from the destruction or damage of fixed assets; losses from lesions of finished industrial or agricultural products; losses from lesions of stocks of raw materials, semi-finished products and intermediate products. In particular, losses from the destruction or damage of fixed assets are calculated based on the loss of their residual value, that is, the book value including depreciation. Normative documents provide recommendations for determining the class of consequences (responsibility) of residential buildings, public, non-production and production objects with relevant examples of calculations.

---

## ЗМІСТ

|                                                                                                                             |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>ВСТУП</b> .....                                                                                                          | 5  |
| <b>РОЗДІЛ 1 ВІДОБРАЖЕННЯ СТАТИСТИЧНОГО ХАРАКТЕРУ<br/>МІЦНОСТІ СТАЛІ В НОРМАХ ПРОЄКТУВАННЯ СТАЛЕВИХ<br/>КОНСТРУКЦІЙ</b>      |    |
| Вступ.....                                                                                                                  | 8  |
| 1.1. Маловуглецева сталь Ст3.....                                                                                           | 9  |
| 1.2. Низьколеговані сталі.....                                                                                              | 17 |
| Література до розділу 1.....                                                                                                | 21 |
| <b>РОЗДІЛ 2 СТАТИСТИЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ МІЦНОСТІ<br/>МАТЕРІАЛІВ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ</b>                                  |    |
| Вступ.....                                                                                                                  | 24 |
| 2.1. Статистичні дані щодо міцності бетону.....                                                                             | 26 |
| 2.2. Статистичний розкид міцності кам'яної кладки.....                                                                      | 32 |
| 2.3. Статистичні параметри міцності деревини.....                                                                           | 37 |
| Література до розділу 2.....                                                                                                | 42 |
| <b>РОЗДІЛ 3 СТАТИСТИЧНЕ ОБГРУНТУВАННЯ НОРМАТИВІВ<br/>СНІГОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ НА БУДІВЕЛЬНІ<br/>КОНСТРУКЦІЇ</b>               |    |
| Вступ.....                                                                                                                  | 46 |
| 3.1. Початок нормування снігових навантажень (1930-ті роки)....                                                             | 47 |
| 3.2. Снігові норми 1940-50-х років.....                                                                                     | 50 |
| 3.3. Розвиток нормування снігового навантаження<br>(1960 – 70 рр.).....                                                     | 54 |
| 3.4. Новий етап нормування снігового навантаження (1980-ті<br>роки).....                                                    | 57 |
| 3.5. Зміни снігового нормування у форматі СНиП<br>«Навантаження та впливи».....                                             | 63 |
| 3.6. Особливості снігового нормування у вітчизняних нормах<br>ДБН В.1.2–2006 «Навантаження і впливи».....                   | 67 |
| 3.7. Продовження досліджень снігового навантаження.....                                                                     | 71 |
| Література до розділу 3.....                                                                                                | 75 |
| <b>РОЗДІЛ 4 БАГАТОРІЧНИЙ ДОСВІД НОРМУВАННЯ<br/>СЕРЕДНЬОЇ СКЛАДОВОЇ ВІТРОВОГО НАВАНТАЖЕННЯ НА<br/>БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ</b> |    |
| Вступ.....                                                                                                                  | 79 |
| 4.1. Початок вітрового нормування (1930 – 40 рр.).....                                                                      | 80 |
| 4.2. Розвиток вітрового нормування (1950 – 60 рр.).....                                                                     | 84 |

|                                                                                                               |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 4.3. Подальші зміни вітрового нормування (1970 – 80 рр.).....                                                 | 89  |
| 4.4. Особливості вітчизняного нормування вітрового навантаження у ДБН В.1.2–2006 «Навантаження і впливи»..... | 93  |
| Література до розділу 4.....                                                                                  | 99  |
| <b>РОЗДІЛ 5 РОЗВИТОК НОРМУВАННЯ КРАНОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ НА БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ</b>                            |     |
| Вступ.....                                                                                                    | 104 |
| 5.1. Класифікація і короткий опис мостових кранів.....                                                        | 105 |
| 5.2. Початок нормування кранових навантажень (1930 – 40 рр.)...                                               | 109 |
| 5.3. Експериментальні дослідження кранових навантажень (1950 – 60 рр.).....                                   | 115 |
| 5.4. Наступ на бічні сили мостових кранів.....                                                                | 120 |
| 5.5. Розвиток імовірнісних досліджень і нормування кранових навантажень (1960 – 90 рр.).....                  | 125 |
| 5.6. Розроблення українських норм кранових навантажень.....                                                   | 135 |
| Література до розділу 5.....                                                                                  | 140 |
| <b>РОЗДІЛ 6 ЕТАПИ РОЗВИТКУ МЕТОДУ ДОПУСТИМИХ НАПРУЖЕНЬ ЯК ОСНОВИ МЕТОДУ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ</b>                  |     |
| Вступ.....                                                                                                    | 146 |
| 6.1. Перші кроки розвитку розрахунків будівельних конструкцій                                                 | 147 |
| 6.2. Урочне положення – перший нормативний документ.....                                                      | 150 |
| 6.3. Врахування закордонного досвіду.....                                                                     | 155 |
| 6.4. Єдині норми будівельного проєктування.....                                                               | 159 |
| 6.5. Подальший розвиток норм проєктування.....                                                                | 170 |
| 6.6. Статистичний аналіз коефіцієнта запасу.....                                                              | 174 |
| 6.7. Післямова.....                                                                                           | 179 |
| Література до розділу 6.....                                                                                  | 180 |
| <b>РОЗДІЛ 7 ЕТАПИ РОЗВИТКУ МЕТОДУ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ (1950 – 1980)</b>                                          |     |
| 7.1. Впровадження методу граничних станів (1950-і роки).....                                                  | 183 |
| 7.2. Основні положення перших норм методу граничних станів...                                                 | 194 |
| 7.3. Перші роки застосування методу граничних станів (1960 –1970 рр.).....                                    | 204 |
| 7.4. Шлях до норм 1980-х років.....                                                                           | 226 |
| Література до розділу 7.....                                                                                  | 239 |
| <b>РОЗДІЛ 8 РОЗВИТОК УКРАЇНСЬКИХ НОРМ ПРОЄКТУВАННЯ (ВІД 1990 ДО ТЕПЕРІШНЬОГО ЧАСУ)</b>                        |     |
| 8.1. Перші підготовчі кроки.....                                                                              | 243 |
| 8.2. Розробка основ забезпечення надійності конструкцій.....                                                  | 245 |
| 8.3. Нові норми ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи».....                                                 | 255 |
| 8.4. ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції».....                                                            | 257 |
| 8.5. Рух до Єврокоду.....                                                                                     | 260 |
| 8.6. Розроблення Національних додатків до Єврокодів.....                                                      | 265 |

|                                                                                          |     |
|------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 8.7. Подальший розвиток ДБН.....                                                         | 280 |
| 8.8. Підготовка бази для розроблення нового покоління норм.....                          | 286 |
| 8.9. Пропозиції щодо подальшого розвитку норм проектування...                            | 292 |
| Література до розділу 8.....                                                             | 305 |
| <b>РОЗДІЛ 9 КОЕФІЦІЄНТИ УМОВ РОБОТИ</b>                                                  |     |
| 9.1. Коефіцієнти умов роботи у нормах проектування.....                                  | 307 |
| 9.2. Конструктивна поправка як оцінка коефіцієнта умов роботи                            | 313 |
| 9.3. Імовірнісні оцінки коефіцієнта умов роботи сталевих<br>конструкцій.....             | 318 |
| Література до розділу 9.....                                                             | 324 |
| <b>РОЗДІЛ 10 КОЕФІЦІЄНТ СПОЛУЧЕННЯ НАВАНТАЖЕНЬ</b>                                       |     |
| 10.1. Деякі загальні міркування.....                                                     | 325 |
| 10.2. Імовірнісний підхід до оцінки надійності.....                                      | 328 |
| 10.3. Моделі навантажень.....                                                            | 331 |
| 10.4. Розрахункові сполучення – концептуальні положення.....                             | 336 |
| 10.5. Дослідження конкретних варіантів сполучень навантажень.                            | 344 |
| 10.6. Рекомендації норм проектування.....                                                | 349 |
| 10.7. Перспективні напрями досліджень.....                                               | 354 |
| Література до розділу 10.....                                                            | 355 |
| <b>РОЗДІЛ 11 КОЕФІЦІЄНТ ВІДПОВІДАЛЬНОСТІ</b>                                             |     |
| 11.1. Визначення коефіцієнта відповідальності.....                                       | 365 |
| 11.2. Рекомендації СНиП 1980-х років щодо коефіцієнта<br>надійності за призначенням..... | 365 |
| 11.3. Рекомендації норм України щодо коефіцієнта надійності за<br>відповідальністю.....  | 366 |
| 11.4. Методика визначення класу відповідальності об'єктів<br>будівництва.....            | 372 |
| 11.5. Визначення актуарних ризиків.....                                                  | 375 |
| 11.6. Взаємозв'язок ризиків і коефіцієнтів $\gamma_n$ .....                              | 376 |
| 11.7. Залежність коефіцієнта відповідальності від ПЕВ.....                               | 378 |
| Література до розділу 11.....                                                            | 381 |
| <b>ВИСНОВОК.....</b>                                                                     | 382 |
| <b>SUMMARY.....</b>                                                                      | 384 |

---

## TABLE OF CONTENTS

|                                                                                                                     |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>PREFACE</b> .....                                                                                                | 5   |
| <b>CHAPTER 1 DISPLAY OF THE STATISTICAL CHARACTER OF THE STEEL STRENGTH IN THE DESIGN CODES OF STEEL STRUCTURES</b> |     |
| Introduction.....                                                                                                   | 8   |
| 1.1. Low-carbon steel St3.....                                                                                      | 9   |
| 1.2. Low-alloy steels.....                                                                                          | 17  |
| Literature for chapter 1.....                                                                                       | 21  |
| <b>CHAPTER 2 STATISTICAL CHARACTERISTICS OF THE STRENGTH OF BUILDING STRUCTURE MATERIALS</b>                        |     |
| Introduction.....                                                                                                   | 24  |
| 2.1. Statistical data on the concrete strength.....                                                                 | 26  |
| 2.2. Statistical distribution of the strength of stone masonry.....                                                 | 32  |
| 2.3. Statistical parameters of wood strength.....                                                                   | 37  |
| Literature for chapter 2.....                                                                                       | 42  |
| <b>CHAPTER 3 STATISTICAL JUSTIFICATION OF CODES OF SNOW LOAD ON BUILDING STRUCTURES</b>                             |     |
| Introduction.....                                                                                                   | 46  |
| 3.1. Beginning of normalization of snow loads (1930s).....                                                          | 47  |
| 3.2. Snow codes of the 1940s-50s.....                                                                               | 50  |
| 3.3. The development of snow load regulation (1960-70).....                                                         | 54  |
| 3.4. A new stage of normalizing the snow load (1980s).....                                                          | 57  |
| 3.5. Changes in snow rationing in the SNIp format "Loads and loadings".....                                         | 63  |
| 3.6. Peculiarities of snow rationing in domestic codes DBN B.1.2–2006 "Loads and loadings".....                     | 67  |
| 3.7. Continuation of snow load research.....                                                                        | 71  |
| Literature for chapter 3.....                                                                                       | 75  |
| <b>CHAPTER 4 MANY YEARS OF EXPERIENCE IN NORMALIZING THE AVERAGE COMPONENT OF WIND LOAD ON BUILDING STRUCTURES</b>  |     |
| Introduction.....                                                                                                   | 79  |
| 4.1. The beginning of wind normalization (1930-40).....                                                             | 80  |
| 4.2. Development of wind rationing (1950-60).....                                                                   | 84  |
| 4.3. Further changes in wind normalization (1970-80).....                                                           | 89  |
| 4.4. Peculiarities of domestic rationing of wind load in DBN B.1.2–2006 "Loads and loadings".....                   | 93  |
| Literature for chapter 4.....                                                                                       | 99  |
| <b>CHAPTER 5 DEVELOPMENT OF NORMALIZATION OF CRANE LOADS ON BUILDING STRUCTURES</b>                                 |     |
| Introduction.....                                                                                                   | 104 |

|                                                                                                                           |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 5.1. Classification and brief description of overhead cranes.....                                                         | 105 |
| 5.2. The beginning of normalization of crane loads (1930-40).....                                                         | 109 |
| 5.3. Experimental studies of crane loads (1950-60).....                                                                   | 115 |
| 5.4. Attack on the lateral forces of bridge cranes.....                                                                   | 120 |
| 5.5. Development of probabilistic studies and normalization of crane loads (1960-90).....                                 | 125 |
| 5.6. Development of Ukrainian codes of crane loads.....                                                                   | 135 |
| Literature for chapter 5.....                                                                                             | 140 |
| <b>CHAPTER 6 STAGES OF THE DEVELOPMENT OF THE METHOD OF ALLOWABLE STRESSES AS THE BASIS OF THE METHOD OF LIMIT STATES</b> |     |
| 6.1. The first steps in the development of calculations of building structures.....                                       | 147 |
| 6.2. The Urgent position is the first regulatory document.....                                                            | 150 |
| 6.3. Taking into account foreign experience.....                                                                          | 155 |
| 6.4. Uniform Rules of Building Design.....                                                                                | 159 |
| 6.5. Further development of design codes.....                                                                             | 170 |
| 6.6. Statistical analysis of the reserve factor.....                                                                      | 174 |
| 6.7. Epilogue.....                                                                                                        | 179 |
| Literature for chapter 6.....                                                                                             | 180 |
| <b>CHAPTER 7 STAGES OF THE DEVELOPMENT OF THE LIMIT STATES METHOD (1950 - 1980)</b>                                       |     |
| 7.1. Introduction of the method of limit states (1950s).....                                                              | 183 |
| 7.2. The main provisions of the first codes of the limit states method... ..                                              | 194 |
| 7.3. The first years of application of the limit states method (1960-1970).....                                           | 204 |
| 7.4. The way to the codes of the 1980s.....                                                                               | 226 |
| Literature for chapter 7.....                                                                                             | 239 |
| <b>CHAPTER 8 DEVELOPMENT OF UKRAINIAN DESIGN CODES (FROM 1990 TO THE PRESENT TIME)</b>                                    |     |
| 8.1. The first preparatory steps.....                                                                                     | 243 |
| 8.2. Development of the basics of ensuring the reliability of structures.....                                             | 245 |
| 8.3. New codes of DBN B.1.2-2:2006 "Loads and loadings".....                                                              | 255 |
| 8.4. DBN V.2.6-198:2014 "Steel structures".....                                                                           | 257 |
| 8.5. Movement towards Eurocode.....                                                                                       | 260 |
| 8.6. Development of National Annexes to Eurocodes.....                                                                    | 265 |
| 8.7. Further development of DBN.....                                                                                      | 280 |
| 8.8. Preparation of the base for the development of a new generation of codes.....                                        | 286 |
| 8.9. Proposals for the further development of design codes.....                                                           | 292 |
| Literature for chapter 8.....                                                                                             | 305 |
| <b>CHAPTER 9 COEFFICIENTS OF WORKING CONDITIONS</b>                                                                       |     |
| 9.1. Coefficients of working conditions in design codes.....                                                              | 307 |

---

|                                                                                                            |            |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| 9.2. Constructive correction as an assessment of the coefficient of working conditions.....                | 313        |
| 9.3. Probabilistic estimates of the coefficient of working conditions of steel structures.....             | 318        |
| Literature for chapter 9.....                                                                              | 324        |
| <b>CHAPTER 10 COEFFICIENT OF LOAD COMBINATION</b>                                                          |            |
| 10.1. Some general considerations.....                                                                     | 325        |
| 10.2. A probabilistic approach to reliability assessment.....                                              | 328        |
| 10.3. Load models.....                                                                                     | 331        |
| 10.4. Calculated combinations - conceptual provisions.....                                                 | 336        |
| 10.5. Study of specific variants of load combinations.....                                                 | 344        |
| 10.6. Recommendations of design codes.....                                                                 | 349        |
| 10.7. Prospective areas of research.....                                                                   | 354        |
| Literature for chapter 10.....                                                                             | 355        |
| <b>CHAPTER 11 RESPONSIBILITY COEFFICIENT</b>                                                               |            |
| 11.1. Determination of the responsibility coefficient.....                                                 | 365        |
| 11.2. Recommendations of the SNiP of the 80s regarding the reliability coefficient for the purpose.....    | 365        |
| 11.3. Recommendations of the codes of Ukraine regarding the reliability coefficient by responsibility..... | 366        |
| 11.4. Methodology for determining the class of responsibility of construction objects.....                 | 372        |
| 11.5. Definition of actuarial risks.....                                                                   | 375        |
| 11.6. Relationship between risks and coefficients $\gamma_n$ .....                                         | 376        |
| 11.7. Dependence of the responsibility coefficient on PEV.....                                             | 378        |
| Literature for chapter 11.....                                                                             | 381        |
| <b>CONCLUSIONS.....</b>                                                                                    | <b>382</b> |
| <b>SUMMARY.....</b>                                                                                        | <b>384</b> |

---

*Наукове видання*

**ПІЧУГІН Сергій Федорович**

**Етапи розвитку  
загальної методики  
розрахунку будівельних  
конструкцій**

*Монографія*

Коректура авторська  
Комп'ютерне верстання – Кірсєва Л.В.

Підписано до друку 05.03.2024 р. Формат паперу 60×84/16.

Папір офсетний. Друк офсетний.

Ум. друк. арк. 23,2. Тираж 100 пр. Зам. № 19601.

Видавець і виготовлювач ТОВ «АСМІ».

36011, м. Полтава, вул. В. Міщенко, 2.

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи серія ДК №4420 від 16.10.2012 р.

